



**Escola de Camins**  
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

# Estudio sobre la optimización de un puente continuo de hormigón pretensado en zona sísmica según criterios ambientales y económicos

Trabajo realizado por:

**Ena del Pilar ROSALES ZAPATA**

Dirigido por:

**Jesús Miguel BAIRÁN GARCÍA**

Máster en:

**Ingeniería Estructural y de la Construcción**  
(Tecnología)

Barcelona, mayo de 2017

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

**TRABAJO FINAL DE MÁSTER**



## RESUMEN

Este trabajo trata sobre la optimización del diseño de un puente de hormigón pretensado empleando la metodología del pretensado parcial y disminución del canto del tablero con la finalidad de conocer el comportamiento de la estructura en zonas sísmicas y los posibles beneficios desde los puntos de vista ambientales y presupuestales que la construcción de este tipo de puentes conlleva.

Como primer punto haremos un breve repaso de las bases teóricas inherentes al presente trabajo, como lo concerniente al hormigón completamente y parcialmente pretensado, lineamientos sobre el análisis sismorresistente de puentes y la sostenibilidad en la construcción de obras civiles.

Luego describiremos en líneas generales el caso de estudio, puente de losa aligerada pretensada, de canto variable, continuo de cinco vanos, planteado en zona sísmica, cuyo diseño del tablero será materia a optimizar. Luego se describirá el modelo numérico realizado en el Midas Civil, se escogió este software por la facilidad en la simulación del proceso evolutivo de la construcción con la finalidad de obtener las leyes de esfuerzos y deformaciones en las fases críticas constructivas que determinaremos para secciones en centro de luz de vano y en apoyo sobre pilas.

Como siguiente punto verificaremos el diseño inicial del tablero bajo la metodología del pretensado parcial. También realizaremos la optimización del mismo proponiendo secciones de menor canto, cuantías mínimas geométricas para las armaduras pasivas y variación del área de pretensado a través de la delimitación de anchos de fisuras en el hormigón o equivalente a imponer incrementos de tensiones en la armadura pasiva, logrando así que tanto la armadura activa como pasiva aporten al campo de tensiones que resista la sección. Se verificará para todas las secciones propuestas que cumplan con el estado límite último de resistencia y el estado límite de servicio para fisuración y deformación.

Posteriormente se realizará un estudio del comportamiento sismorresistente del puente a nivel de cortante basal y desplazamientos laterales, para lo cual se usará un espectro sísmico de la zona costera peruana. También se evaluarán las secciones propuestas según criterios económicos y ambientales, a nivel de emisiones de CO<sub>2</sub> y consumo energético que afectan al calentamiento global.

Por último, se presentarán las ventajas desde el punto de vista de la resistencia, servicio y sismorresistencia, así como los ahorros según valoraciones ambientales y/o presupuestales que serán de guía al proyectista y/o propietario de la obra para la elección de una sección óptima.

## ABSTRACT

This research attempts to optimize the design of a prestressed concrete bridge, using the methodology of partial prestressing and reducing the thickness of the deck in order to study the behavior of the structure in seismic zones and the possible benefits concerning the environmental impact and budgeting of these types of construction projects.

For this purpose, firstly, the brief overview of the theoretical bases regarding to partial prestressing, earthquake resistant analysis and sustainability in civil works construction has been provided.

Then we will describe in general the case study, the deck of the bridge consists of a light-weighted concrete slab of varying depths, continuous of five spans, located in seismic zone, the design of the deck will be subject to optimize. Then the numerical model performed in the Civil Midas will be described, this software was chosen for the ease in the simulation of the construction stages with the purpose of obtaining the laws of stress and strains in the critical phases of construction that we will determine for sections in center of length of span and in support on piles.

As a next point, we will verify the initial design of the deck under the methodology of the partial prestressing. Also, we will realize the optimization of that proposing sections of lower thickness, minimum geometric quantities of the passive reinforcements and variation of the prestressing area through the delimitation of concrete crack widths or establishing the increments of tensions in the passive reinforcement, in this way, both active and passive reinforcement contribute to the stresses field that resist the section. It shall be checked for all proposed sections that comply with the ultimate limit state of strength and the service limit state for cracking and deformation.

Subsequently, a study of the seismic behavior of the bridge at the level of basal shear and lateral displacements will be provided with a seismic spectrum of the Peruvian coastal zone. The proposed sections will also be evaluated according to economic and environmental criteria, at the level of CO<sub>2</sub> emissions and energy consumption that leads global warming.

Finally, with the achieved results will demonstrate the advantages in terms of resistance, service and earthquake resistance, as well as the savings according to environmental and/or budgetary valuations that will guide the designer and/or owner concerning the optimal section.

## AGRADECIMIENTOS

**A** Dios, porque se manifiesta de maneras que siempre nos ayuda a salir adelante.

A mi tutor, Jesús Miguel Bairán, por el tiempo dedicado, su paciencia y transmisión de conocimientos, en la guía y desarrollo del presente trabajo, y a lo largo de todo el máster, lo que aprecio mucho.

A Noemí Duarte, por el tiempo dedicado, su invaluable apoyo en el manejo del programa Midas Civil y aportes en el desarrollo del presente trabajo.

A todos mis profesores de este máster, en especial a Antonio Marí, Eva Oller, Ángel Aparicio, Antonio Aguado, Ramón Codina, cada uno desde la materia que nos ha enseñado, ha contribuido en mi camino hacia la consolidación técnica y profesional, son un modelo a seguir.

A Donizetti Cruz, por estar siempre cuando más lo necesito, prestándome su apoyo moral, por contagiarme sus ganas de seguir aprendiendo y siendo partícipe de apasionadas conversaciones que enriquecen nuestros conocimientos.

A mi familia, en especial a mis padres Juan Rosales y Paula Zapata, por su amor, porque siempre son mi soporte y la distancia no ha sido impedimento para alentarme a seguir con mis metas, los amo a todos.

A mis amigos, Nadia Quijano, Jubertt Ccora, Luisa Álvarez, Dilson Loayza, Daniela Bueno, Víctor Villanueva, Oscar de Coss, no acabaría con mencionar a todos, con los que he compartido clases y conocimientos o ayudarnos en lo que estaba a nuestro alcance; porque se han convertido en mi familia durante este tiempo.

A PRONABEC del gobierno peruano, que a través de la beca que me fue otorgada hizo realidad una de las metas en mi formación profesional y estaré encantada de retribuir con los conocimientos adquiridos en mi país.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>12</b>
1.1. MOTIVACIÓN .....	12
1.2. MARCO DEL ESTUDIO .....	13
1.3. OBJETIVOS .....	13
1.3.1. OBJETIVOS GENERALES .....	13
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	13
1.4. METODOLOGÍA .....	14
<b>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>15</b>
2.1. PRETENSADO TOTAL.....	15
2.1.1. ORIGEN.....	15
2.1.2. CRITERIO DE DISEÑO (DIAGRAMA DE MAGNEL).....	16
2.1.3. DESVENTAJAS.....	17
2.1.4. PUENTES PRETENSADOS .....	17
2.2. PRETENSADO PARCIAL .....	19
2.2.1. ORIGEN Y EVOLUCIÓN DE CRITERIOS DE DISEÑO.....	19
2.2.2. DEFINICIÓN .....	21
2.2.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS .....	22
2.2.4. NORMATIVIDAD.....	23
2.2.5. MÉTODO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES PARCIALMENTE PRETENSADAS CON FISURACIÓN CONTROLADA O FATIGA .....	27
2.2.6. PRETENSADO EN ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS.....	33
2.3. DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PUENTES.....	35
2.3.1. TECTÓNICA DE PLACAS DE LOS PAÍSES BOLIVARIANOS .....	36
2.3.2. MODELACIÓN SÍSMICA DE PUENTES.....	38
2.3.3. MODELACIÓN DEL SISMO DE ENTRADA.....	41
2.3.4. ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES .....	42
2.4. CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE .....	43
2.4.1. BASES DE LA SOSTENIBILIDAD .....	43
2.4.2. PROBLEMAS DEL SISTEMA SOSTENIBLE .....	43
2.4.3. MEDICIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD.....	44
<b>CAPÍTULO 3. CASO DE ESTUDIO .....</b>	<b>47</b>
3.1. CASO DE ESTUDIO .....	47
3.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO INICIAL .....	47
3.1.2. GEOMETRÍA DEL PROYECTO INICIAL .....	48
3.1.3. MATERIALES .....	51
3.1.4. CARGAS.....	53
3.2. MODELO NUMÉRICO .....	55
3.2.1. MODELIZACIÓN .....	55
3.2.2. CARGAS ACTUANTES.....	55
3.2.3. LEYES DE ESFUERZOS.....	58

3.2.4. DETERMINACIÓN DE LAS SECCIONES CRÍTICAS .....	60
<b>CAPÍTULO 4. OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO .....</b>	<b>63</b>
4.1. CRITERIO DE OPTIMIZACIÓN .....	63
4.1.1. HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADO .....	63
4.1.2. VARIACIÓN DE SECCIONES .....	74
4.2. EVALUACIÓN DE LA OPTIMIZACIÓN .....	88
4.2.1. CRITERIO DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN .....	88
4.2.2. CRITERIO SÍSMICO .....	94
4.2.3. CRITERIO AMBIENTAL .....	95
4.2.4. CRITERIO PRESUPUESTAL .....	98
4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	100
4.3.1. CRITERIO DE RESISTENCIA Y SERVICIO .....	100
4.3.2. CRITERIO SÍSMICO .....	104
4.3.3. CRITERIO AMBIENTAL .....	106
4.3.4. CRITERIO PRESUPUESTAL .....	108
<b>CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>110</b>
5.1. CONCLUSIÓN GENERAL .....	110
5.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS .....	110
5.3. RECOMENDACIONES .....	111
5.3.1. A NIVEL DE PROYECTO .....	111
5.3.2. A NIVEL DE INVESTIGACIÓN .....	111
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>112</b>

## ANEJOS

- ANEJO I. LEYES DE ESFUERZOS
- ANEJO II. HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADO
- ANEJO III. INERCIA FISURADA
- ANEJO IV. ESPECTRO DE ACCELERACIÓN SÍSMICA PERUANA

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2-1. CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LA EXPOSICIÓN AMBIENTAL .....	25
TABLA 2-2. VALORES RECOMENDADOS DE $w_{max}(mm)$ Y REGLAS DE COMBINACIÓN RELEVANTES .....	25
TABLA 2-3. DIÁMETRO ( $\varnothing$ s) MÁXIMO DE BARRA PARA CONTROL DE LA FISURACIÓN . .....	26
TABLA 2-4. SEPARACIÓN MÁXIMA DE BARRAS PARA CONTROL DE LA FISURACIÓN . .....	26
TABLA 2-5. RESUMEN DE POSICIONES DE PIVOTES Y TENSIONES PARA SOLUCIONES FACTIBLES.....	31
TABLA 2-6. TENSIONES DE TRACCIÓN EN ACEROS (MPa) PARA DIFERENTES VALORES DE $\omega k$ .....	31
TABLA 2-7. POSICIONES DE PIVOTES Y TENSIONES PARA SOLUCIONES FACTIBLES.....	32
TABLA 3-1 MOMENTOS EN SITUACIÓN DE VACÍO Y SERVICIO EN TODAS LAS SECCIONES DEL PUENTE.....	58
TABLA 3-2 MOMENTOS EN SITUACIÓN DE VACÍO Y SERVICIO EN TODAS LAS SECCIONES DEL PUENTE.....	60
TABLA 3-3 EXCENTRICIDAD EQUIVALENTE Y PÉRDIDAS DE CARGA INSTANTÁNEAS EN SECCIONES DEL PUENTE....	60
TABLA 3-4 EXCENTRICIDAD EQUIVALENTE Y PÉRDIDAS DE CARGA INSTANTÁNEAS EN SECCIONES DEL PUENTE....	61
TABLA 3-5 SOLICITACIONES DE LAS SECCIONES CRÍTICAS DEL PUENTE. ....	62
TABLA 4-1 DISCRETIZACIÓN DE LA SECCIÓN EQUIVALENTE DE APOYO SOBRE PILA 3 Y VANO 3. ....	67
TABLA 4-2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	67
TABLA 4-3 FUERZAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS DEL PRETENSADO. ....	69
TABLA 4-4 COORDENADAS RECTAS DEL DIAGRAMA DE MAGNEL DE SECCIÓN SOBRE APOYO PILA 3.....	72
TABLA 4-5 SECCIONES OPTIMIZADAS CON DISEÑO DE HPP SOBRE APOYO PILA 3 DEL PUENTE.....	78
TABLA 4-6 SECCIONES OPTIMIZADAS CON DISEÑO DE HPP EN CENTRO LUZ VANO 3 DEL PUENTE.....	79
TABLA 4-7 VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS SOBRE APOYO PILA 3. ....	89
TABLA 4-8 VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS EN CENTRO LUZ VANO 3. ....	90
TABLA 4-9 VERIFICACIÓN DE FLECHAS Y CONTRAFLECHAS REALES DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS FISURADAS DEL VANO 3.....	93
TABLA 4-10 CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTOS DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS DE LA PILA 3. ....	95
TABLA 4-11 EMISIONES DE CO <sub>2</sub> Y COSTE ENERGÉTICO DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS SEGÚN MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN. ....	97
TABLA 4-12 METRADOS Y PRESUPUESTO DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS DEL TABLERO.....	99



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2-1 MAGNEL LINEAL .....	16
FIGURA 2-2 ABERTURA DE FISURA, $w$ , EN LA SUPERFICIE DEL HORMIGÓN EN FUNCIÓN DE LA DISTANCIA DE LAS BARRAS .....	24
FIGURA 2-3 EQUILIBRIO INTERNO EN UNA SECCIÓN PRETENSADA FISURADA .....	28
FIGURA 2-4 FUERZA DE NEUTRALIZACIÓN .....	28
FIGURA 2-5 BARRIDO DEL PLANO DE TENSIONES ALREDEDOR DE UN PIVOTE .....	30
FIGURA 2-6 COMPARACIÓN DE DOMINIOS DE SOLUCIONES FACTIBLES Y EL MÉTODO DE MAGNEL .....	31
FIGURA 2-7 DOMINIO DE SOLUCIONES FACTIBLES .....	32
FIGURA 2-8 MOMENTOS EN UNA ESTRUCTURA CONTINUA .....	34
FIGURA 2-9 FALLA A FLEXIÓN EN BASE DE PILA EN LA AUTOPISTA DE HANSHIN EN EL TERREMOTO DE KOBE 1995, VISTA EN PLANTA-IZQUIERDA Y ELEVACIÓN-DERECHA ) .....	36
FIGURA 2-10 DAÑO EN UN PUENTE EN GUAYAQUIL EN EL TERREMOTO DE ECUADOR 2016 .....	36
FIGURA 2-11 PLACAS TECTÓNICAS DE LOS PAÍSES DE LA CAF .....	37
FIGURA 2-12 CURVA DE ISOACELERACIONES MÁXIMAS DE LOS PAÍSES DE LA CAF .....	38
FIGURA 2-13 SISTEMA ESTRUCTURAL DE UN GRADO DE LIBERTAD .....	39
FIGURA 2-14 EJEMPLO DE MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTES .....	40
FIGURA 2-15 REPRESENTACIÓN ESQUEMÁTICA DE UN ESPECTRO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS .....	41
FIGURA 2-16 ESPECTROS PROMEDIOS DE ACELERACIONES .....	42
FIGURA 2-17 ETAPAS DEL CICLO DE VIDA .....	45
FIGURA 2-18 ÁRBOL DE REQUERIMIENTOS PARA LA MEDICIÓN DEL ISMA DE UN PROYECTO DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN .....	46
FIGURA 3-1 FOTOGRAFÍA DEL PUENTE ACTUAL SOBRE EL RÍO TORDERA .....	47
FIGURA 3-2 UBICACIÓN DEL PUENTE SOBRE EL RÍO TORDERA EN ESTUDIO .....	48
FIGURA 3-3 SECCIÓN TÍPICA DE TABLERO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO TORDERA .....	48
FIGURA 3-4 ALZADO TRANSVERSAL DE PILA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO TORDERA .....	49
FIGURA 3-5 PLANTA Y SECCIÓN DE PILA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO TORDERA .....	49
FIGURA 3-6 ALZADO LONGITUDINAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO TORDERA .....	50
FIGURA 3-7 TRAZO EN PLANTA DEL PUENTE SOBRE EL RÍO TORDERA .....	50
FIGURA 3-8 DISPOSICIÓN DE TENDONES: F1 (IZQUIERDA) F2 Y F3 (DERECHA) .....	51
FIGURA 3-9 TRAZO EN PLANTA DE TENDONES: F1 (MORADO), F2 (CELESTE) Y F3 (ANARANJADO) .....	52
FIGURA 3-10 TRAZO EN ALZADO DE TENDONES: F1 (A), F2 (B) Y F3 (C) .....	52
FIGURA 3-11 MODELO DEL PUENTE EN EL MIDAS CIVIL .....	55

FIGURA 3-12 VEHÍCULOS DE CARGA: VEHÍCULO EC (IZQUIERDA) Y PEATONES EC (DERECHA) .....	56
FIGURA 3-13 CARRILES DE TRÁFICO (CARRILES VIRTUALES CV1, CV2, CV3 Y PEATONAL) .....	56
FIGURA 3-14 CASO DE CARGA MÓVIL (SC TRÁFICO) .....	57
FIGURA 3-15 DEFINICIÓN DE PROPIEDADES REOLÓGICAS. ....	57
FIGURA 3-16 DEFORMADA DE COMBINACIÓN FRECUENTE DE SOBRE CARGA DE USO. ....	59
FIGURA 3-17 A: DEFINICIÓN DE FASES CONSTRUCTIVAS DEL PUENTE Y B: REOLOGÍA DEL HORMIGÓN EN MIDAS CIVIL. ....	61
FIGURA 3-18 AXILES DIFERIDOS DE PRETENSADO. ....	62
FIGURA 4-1 SECCIÓN EN CENTRO LUZ VANO 3 (A) Y SOBRE APOYO PILA 3 (B) DEL PUENTE INICIAL. ....	65
FIGURA 4-2 SECCIÓN EQUIVALENTE EN CENTRO LUZ VANO 3 (A) Y SOBRE APOYO PILA 3 (B) DEL PUENTE INICIAL. ....	65
FIGURA 4-3 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES CRITERIO NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN VANO 3 DEL PUENTE INICIAL. ....	72
FIGURA 4-4 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES CRITERIO NO LINEAL EN SECCIÓN PILA 3 DEL PUENTE INICIAL. ....	73
FIGURA 4-5 DIAGRAMA DE TENSIONES Y DEFORMACIÓN PARA IEC6-ELU ÍTEM 21 SECCIÓN SOBRE APOYO PILA 3. ....	74
FIGURA 4-6 SECCIÓN EN CENTRO LUZ VANO 3, H=1.30M. ....	75
FIGURA 4-7 SECCIÓN EN CENTRO LUZ VANO 3, H=1.20M. ....	75
FIGURA 4-8 SECCIÓN EN CENTRO LUZ VANO 3, H=1.00M. ....	75
FIGURA 4-9 SECCIÓN SOBRE APOYO PILA 3, H=2.30M. ....	76
FIGURA 4-10 SECCIÓN SOBRE APOYO PILA 3, H=2.20M. ....	76
FIGURA 4-11 SECCIÓN SOBRE APOYO PILA 3, H=2.00M. ....	77
FIGURA 4-12 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN VANO 3, H=1.4 m y $\Delta\sigma_s=0$ MPA .....	80
FIGURA 4-13 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN VANO 3, H=1.4 m y $\Delta\sigma_s=240$ MPA. ....	80
FIGURA 4-14 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN PILA 3, H=2.4 m y $\Delta\sigma_s=0$ MPA. ....	81
FIGURA 4-15 DIAGRAMA SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL SECCIÓN PILA 3, H=2.4 m y $\Delta\sigma_s=240$ MPA. ....	81
FIGURA 4-16 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL SECCIÓN VANO 3, H=1.3 m y $\Delta\sigma_s=0$ MPA. ....	82
FIGURA 4-17 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN VANO 3, H=1.3 m y $\Delta\sigma_s=240$ MPA. ....	82
FIGURA 4-18 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN PILA 3, H=2.3 m y $\Delta\sigma_s=0$ MPA. ....	83
FIGURA 4-19 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN PILA 3, H=2.3 m y $\Delta\sigma_s=240$ MPA. ....	83
FIGURA 4-20 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN VANO 3, H=1.2 m y $\Delta\sigma_s=0$ MPA. ....	84
FIGURA 4-21 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN VANO 3, H=1.2 m y $\Delta\sigma_s=240$ MPA. ....	84
FIGURA 4-22 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN PILA 3, H=2.2 m y $\Delta\sigma_s=0$ MPA. ....	85
FIGURA 4-23 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN PILA 3, H=2.2 m y $\Delta\sigma_s=240$ MPA. ....	85
FIGURA 4-24 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN VANO 3, H=1.0 m y $\Delta\sigma_s=0$ MPA. ....	86
FIGURA 4-25 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN VANO 3, H=1.0 m y $\Delta\sigma_s=240$ MPA. ....	86
FIGURA 4-26 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN PILA 3, H=2.0 m y $\Delta\sigma_s=0$ MPA. ....	87
FIGURA 4-27 DIAGRAMA DE SOLUCIONES FACTIBLES NO LINEAL Y LINEAL EN SECCIÓN PILA 3, H=2.0 m y $\Delta\sigma_s=240$ MPA. ....	87
FIGURA 4-28 PSEUDO ESPECTRO DE ACELERACIÓN SÍSMICA DE PERÚ. ....	94
FIGURA 4-29 PERIODOS (IZQUIERDA) Y ACELERACIONES (DERECHA) SÍSMICAS DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS DE PILA 3. ....	94
FIGURA 4-30 RANGO DE FUERZA DE TESADO EN SECCIÓN VANO 3 Y PILA 3 SEGÚN $\Delta\sigma_s$ DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	100

FIGURA 4-31 RANGO FUERZA DE TESADO EN SECCIÓN VANO 3 Y PILA 3 SEGÚN CANTO H DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	101
FIGURA 4-32 ÁREA DE PRETENSADO REAL EN SECCIÓN VANO 3 Y PILA 3 SEGÚN $\Delta \Sigma_5$ DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	101
FIGURA 4-33 ÁREA DE PRETENSADO REAL EN SECCIÓN VANO 3 Y PILA 3 SEGÚN CANTO H DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	102
FIGURA 4-34 AHORRO DEL AP DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS EN VANO (IZQUIERDA) Y SOBRE APOYO (DERECHA). ....	102
FIGURA 4-35 VARIACIÓN DEL PESO DEL PUENTE PARA LAS SECCIONES OPTIMIZADAS DEL TABLERO. ....	103
FIGURA 4-36 FLECHAS Y CONTRAFLECHAS EN SECCIÓN DE VANO 3 SEGÚN $\Delta \Sigma_5$ DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	103
FIGURA 4-37 FLECHAS (IZQUIERDA) Y CONTRAFLECHAS (DERECHA) EN SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	104
FIGURA 4-38 INCREMENTO DE FLECHAS DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	104
FIGURA 4-39 CORTANTE BASAL (A) Y DESPLAZAMIENTOS ELÁSTICOS (B) DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS PILA 3. ....	105
FIGURA 4-40 DISMINUCIÓN DE LA CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTOS PARA LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	106
FIGURA 4-41 EMISIÓN DE CO <sub>2</sub> (A) Y COSTE ENERGÉTICO (B) POR CADA MATERIAL PARA LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	107
FIGURA 4-42 AHORRO EMISIÓN DE CO <sub>2</sub> Y DE COSTE ENERGÉTICO DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS EN LA CONSTRUCCIÓN DEL TABLERO. ....	108
FIGURA 4-43 COSTO DEL TABLERO POR MATERIALES (A) Y POR M <sup>2</sup> (B) DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	109
FIGURA 4-44 AHORRO DEL COSTO DEL TABLERO DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS. ....	109

## CAPÍTULO 1.

### INTRODUCCIÓN

*"Antes y por encima de todo cálculo está la idea, moldeadora del material en forma resistente, para cumplir su misión"*

*(E. Torroja Miret)*

#### 1.1. MOTIVACIÓN

La razón de ser del presente trabajo es aportar con el estado de arte de la metodología del diseño del hormigón parcialmente pretensado desarrollado por el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universitat Politècnica de Catalunya que aún no se han tocado.

A la fecha se han estudiado las diversas soluciones que ofrece el pretensado parcial en una sección determinada, mas no su variación en diferentes secciones, por lo que el presente estudio buscará la optimización de un diseño de puente disminuyendo los cantos del tablero para las mismas solicitaciones. Uno de estos aportes es sacar a relucir las ventajas del hormigón parcialmente pretensado en zonas sísmicas, ya que a través de esta metodología disminuirémos masa y en consecuencia las fuerzas sísmicas actuantes sobre la estructura serán menores.

Otro aporte es la ejemplificación de dicho diseño en una estructura hiperestática, como es nuestro caso, un puente de luz considerable de cinco vanos. Se pretende encontrar una relación de cuantías de armadura, volumen de hormigón, márgenes de fuerzas de tesado, flechas, entre otras que nos permita enriquecer el estado del arte de este método.

A medida que avanza la tecnología e incrementan los conocimientos, se deben consolidar metodologías que contribuyan al diseño de estructuras sismorresistentes, amigables con el medio ambiente y económicas.

## 1.2. MARCO DEL ESTUDIO

En España, se publica un método para el dimensionamiento de secciones parcialmente pretensadas con fisuración controlada o fatiga (Bairán G. & Marí B., 2011) que nos ofrece un campo de soluciones factibles en el campo no lineal de la sección debido al incremento de tensiones en la armadura pasiva, puede producir ahorros de la armadura activa superiores al 20% con respecto al método lineal de Magnel en tensiones admisibles.

Visto los antecedentes de estudio y la evolución que esta metodología ha sufrido, nos vemos en la imperiosa necesidad de adoptar y aportar a este método, sobre todo en el diseño de obras civiles, cabe indicar que el presente estudio se enmarca bajo solicitaciones sometidas a flexión.

La tolerancia de tracciones en las armaduras pasivas o fisuras de ancho limitado en secciones de hormigón pretensado que verifiquen el estado límite de servicio de fisuración y último, además según lo permitan las condiciones ambientales, nos da la libertad de no imponer excesivas compresiones en el hormigón. Lo que se refleja en un ahorro del coste económico y medioambiental al momento de su aplicación en obras civiles de gran envergadura, como son los puentes.

Cabe indicar que cuando se produce fisuración, la sección entra en el campo de la no linealidad, implicando un mayor esfuerzo en el cálculo lo mismo que requiere de un proceso iterativo y tedioso. Sin embargo según antecedentes (Bairán G. & Marí B., 2011) los resultados tienen un impacto positivo e incidente que vale la pena prestar atención a esta metodología.

## 1.3. OBJETIVOS

### 1.3.1. OBJETIVOS GENERALES

- Optimización del diseño de un puente continuo hiperestático de cinco vanos.
- Determinar los efectos positivos económicos y medioambientales de la variación del volumen de hormigón y armaduras del puente.

### 1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Optimización del diseño del tablero del puente aplicando la metodología del hormigón parcialmente pretensado. Basado en la disminución del canto por ende del peso, cuantías de armadura pasiva y activa hasta donde sea permitido por los E.L.S de Fisuración, E.L.S. de Deformación y E.L.U.
- Determinar el efecto positivo del hormigón parcialmente pretensado en el diseño sismorresistente del puente debido a la disminución de las cargas actuantes.

#### 1.4. METODOLOGÍA

En el presente trabajo se realizará un estudio descriptivo, el que involucrará discusiones analíticas de normativas y apoyo en herramientas de análisis numéricos como el programa Midas Civil.

Para el diseño del tablero del puente emplearemos la metodología propuesta por J.M. Bairán y A.R. Marí, docentes la Universitat Politècnica de Catalunya, el Método para el Dimensionamiento de Secciones Parcialmente Pretensadas con Fisuración Controlada o Fatiga. El que nos genera un diagrama de un campo de Soluciones Factibles consistente en la integración no lineal del material. Dicho método se encuentra enmarcado bajo el Eurocódigo.

En puntos en los que la normativa nos referencia a las normativas locales, nos enfocaremos en las pautas dadas por la EHE-08 e IAP 2011 según corresponda.

## CAPÍTULO 2.

### ESTADO DEL ARTE

*"Este término nuevo de pretensado no designa una técnica en concreto caracterizada por el empleo de determinados procedimientos, sino una forma de pensamiento, un estado de ánimo del ingeniero: la voluntad de aportar más ciencia y consciencia al servicio de su función".*

*(Eugene Freyssinet, 1930)*

#### 2.1. PRETENSADO TOTAL

##### 2.1.1. ORIGEN

Es sabido que el hormigón por si solo es un material que resiste bien a compresión y una característica es su baja resistencia a tracción, sin embargo los ingenieros y arquitectos lo emplean como hormigón armado o pretensado en la construcción de elementos estructurales como vigas, las que están sometidas fundamentalmente a flexión. Los orígenes del pretensado se presentan en el último decenio del siglo XIX, a medida que aparecen en el mercado aceros de alto límite elástico y se plantea la posibilidad de su empleo junto con el hormigón. Trabajar a resistencias máximas con acero de alto límite elástico sólo es posible si éste es introducido en el hormigón con una predeformación (tensión inicial), denominada pretensado, para evitar grandes grietas y deformaciones antes de alcanzar tensiones cercanas a su capacidad última (Hernández M. & Gil M., 2007).

En el año 1930 en Francia, Eugène Freyssinet conocido como "el padre del hormigón pretensado", patentó la Técnica del Hormigón Pretensado. Ésta consiste en someter a unas tensiones previas, artificialmente creadas, para que junto al efecto de las cargas permanentes y otras acciones, se originen unos estados de tensión o de deformación debido a la curvatura de los tendones en cada punto y las creadas por los anclajes, dentro de los límites fijados, disminuyendo la posibilidad de fisuración incluso anulándola (Murcia V., Aguado de C., & Marí B., 1993). La finalidad del hormigón totalmente pretensado es evitar la aparición de fisuras y zonas de tracción en toda la estructura, por lo que estos elementos deben permanecer totalmente comprimidos bajo la totalidad de las cargas.

### 2.1.2. CRITERIO DE DISEÑO (DIAGRAMA DE MAGNEL)

El prediseño del pretensado de una sección de una viga isostática, se ha determinado tradicionalmente mediante el diagrama de Magnel, Figura 2-1. En este diagrama se grafican los pares momento de pretensado versus fuerza de pretensado ( $P \cdot e - P$ ) obtenidos de las inecuaciones (1), (2), (3) y (4). Proporciona un espacio de soluciones óptimas para diversos valores de excentricidad de la armadura activa. Para cada excentricidad se determinan pares de valores de fuerza máxima ( $P_{\max}$ ) y fuerza mínima ( $P_{\min}$ ) con los que prediseñar la fuerza de pretensado. Valores de  $P_{\max}/P_{\min}$  próximos al 30-35% son propios de secciones y excentricidades de pretensado bien dimensionadas (Murcia V., Aguado de C., & Marí B., 1993).

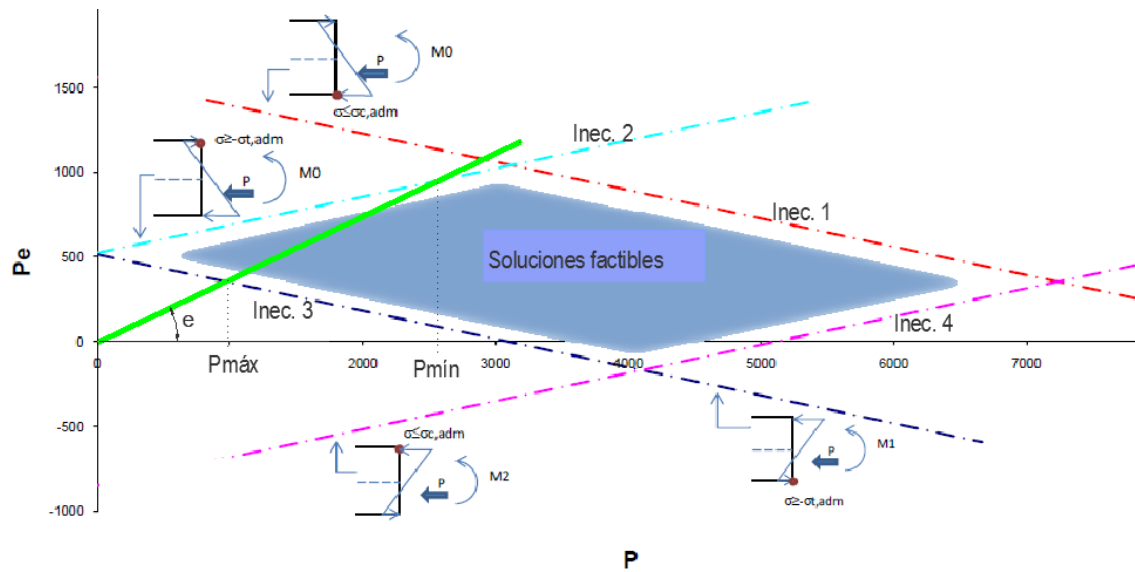


Figura 2-1 Magnel lineal (Bairán G. & Marí B., 2011)

La inecuación 1, limita que las tensiones en la fibra inferior del hormigón no sean mayores a la máxima tensión admisible de compresión (día del tesado) en situación de vacío (acción del peso propio y coeficiente de mayoración del pretensado desfavorable).

$$\sigma_1 = \gamma_p \cdot \frac{P}{A_c} + \gamma_p \cdot \frac{P \cdot e \cdot v'}{I_c} - \frac{M_{pp} \cdot v'}{I_c} \leq \sigma_{c,adm,j} \quad (1)$$

La inecuación 2, limita que las tensiones en la fibra superior del hormigón no sean mayores a la máxima tensión admisible de tracción (día del tesado) en situación de vacío (acción del peso propio y coeficiente de mayoración del pretensado desfavorable).

$$\sigma_2 = \gamma_p \cdot \frac{P}{A_c} - \gamma_p \cdot \frac{P \cdot e \cdot v}{I_c} - \frac{M_{pp} \cdot v}{I_c} \geq f_{ct,adm,j} \quad (2)$$

La inecuación 3, limita que las tensiones en la fibra inferior del hormigón no sean mayores a la máxima tensión admisible de tracción (a los 28 días) en situación de servicio (acción de combinación frecuente y coeficiente de mayoración del pretensado favorable).

$$\sigma_3 = \gamma_p \cdot \frac{P}{A_c} + \gamma_p \cdot \frac{P \cdot e \cdot v'}{I_c} - \frac{M_{frec} \cdot v'}{I_c} \geq f_{ct,adm,28} \quad (3)$$



La inecuación 4, limita que las tensiones en la fibra superior del hormigón no sean mayores a la máxima tensión admisible de compresión (a los 28 días) en situación de servicio (acción de combinación poco probable y coeficiente de mayoración del pretensado favorable).

$$\sigma_4 = \gamma_p \cdot \frac{P}{A_c} - \gamma_p \cdot \frac{P \cdot e \cdot v}{I_c} - \frac{M_K \cdot v}{I_c} \leq \sigma_{c,adm,28} \quad (4)$$

### 2.1.3. DESVENTAJAS

Aunque este sistema solventa el inconveniente de grandes cantos para grandes luces, y además prácticamente impermeabiliza la estructura de cara a ambientes agresivos, presenta varios inconvenientes:

- El pretensado se dimensiona para la totalidad de la carga, lo que implica la necesidad de dimensionar fuertes cabezas de compresión para soportar compresiones en vacío del pretensado.
- Se requieren valores importantes de fuerza de pretensado, lo que se traduce en un gran consumo de armadura activa, incluso en zonas innecesarias, lo que no resulta económico.
- Se pueden producir contraflechas importantes que pueden aumentar en el tiempo por fluencia.
- Pueden aparecer fisuras anchas de forma imprevista a causa de una baja cuantía de armadura pasiva, que no estarán controladas, y la durabilidad de la estructura puede peligrar por corrosión en el acero activo.

### 2.1.4. PUENTES PRETENSADOS

Lo que a continuación se describe de forma muy resumida es un compendio obtenido del desarrollo histórico de la construcción de los primeros puentes de hormigón pretensado (Blanco A., 2011). Es así que nace con la empresa alemana Weyss und Freitag que adquirió en 1935 la licencia del sistema Freyssinet y en 1938 construyó el primer puente de tramo recto, paso superior sobre autopista en Oelde (Westfalia) con 35 metros de luz. A partir de 1945, después de la II Guerra Mundial, surge la necesidad de reconstrucción de puentes en Europa central, dando origen a la gran expansión del pretensado.

Más tarde, Alemania desarrolló una nueva técnica mediante cimbra y encofrado que dio lugar a dinteles continuos sin juntas sobre apoyos intermedios entre pilas. Se alcanzaron luces de hasta 70m en puentes de tramos rectos y canto constante de hasta 3m.



Fig. 2.2. Ejemplo de puente de tramo recto construido sobre cimbra con proporciones cuidadas. Río Isar, Múnich.

Ulrich Finsterwalder, construye en 1964, el puente de Bendorf, con una luz de 208 m, construido por avance en voladizos sucesivos y de canto variable, de modo que la ley de flectores recaiga sobre las pilas y aligere los momentos positivos en vano; uno de los puentes más significativos e influyentes de la época y marca la culminación del espectacular desarrollo que tuvieron los puentes pretensados en Alemania después de la II Guerra Mundial.



Fig. 2.3. Puente de Bendorf sobre el Rín, construido en 1964.

Ahora se trata de lograr secciones que resistan la máxima flexión con la menor área de hormigón, es decir peso propio, por lo que el hormigón pretensado acude a secciones huecas y cerradas, de paredes delgadas. Un ejemplo de esto es el nuevo puente Saint-Cloud (Mathivat, 1976), luz total de 1360m y además de trazo curvo en su tramo sobre el río Sena, Fig. 2.4., mostrando un tablero de hormigón de canto constante, con sección en ala de avión sobre cimentación de placa o pilotes.

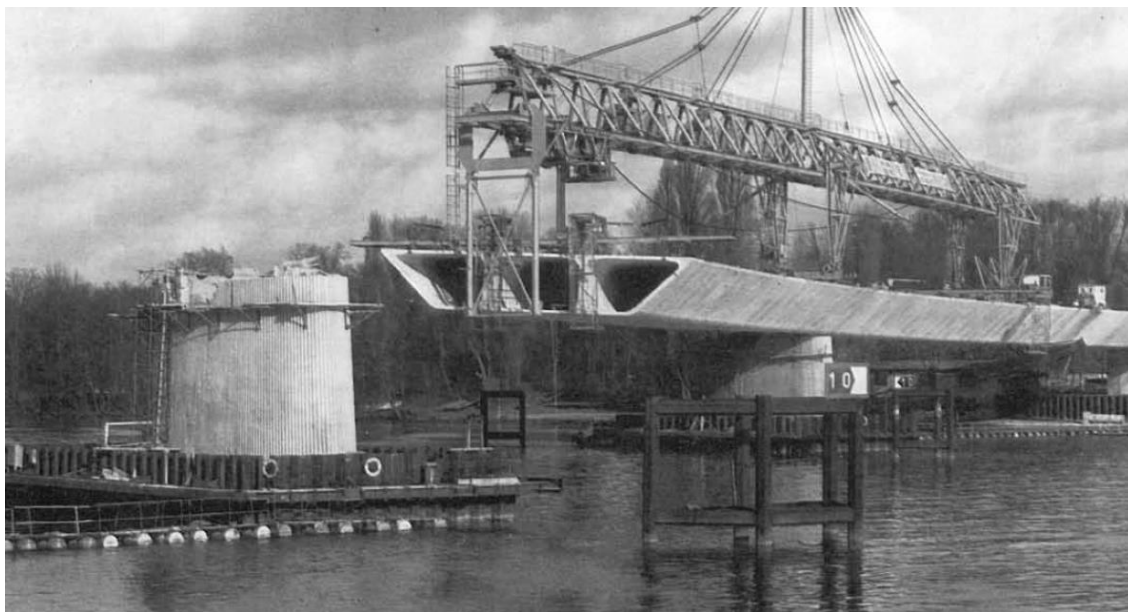


Fig. 2.4. Nuevo puente de Saint-Cloud. París-Francia (Mathivat, 1976).

## 2.2. PRETENSADO PARCIAL

### 2.2.1. ORIGEN Y EVOLUCIÓN DE CRITERIOS DE DISEÑO

El estudio del HPP<sup>1</sup> se remonta desde los años 90; es así que en 1939, el austriaco F. V. Emperger, demostró una técnica en la que la deformación y fisuración de vigas de hormigón puedan ser mejoradas por el aporte hasta sus últimas resistencias de la armadura pasiva y activa de alta resistencia, haciendo que la tensión inicial del pretensado disminuya considerablemente, renunciando a una compresión de todo el hormigón ante sobrecargas de servicio. (ACI ASCE, 1999)

En 1945, en Reino Unido, Paul Abeles, informa que a través de ensayos con hormigón pretensado parcial retardaban la aparición de fisuras a comparación del hormigón armado hasta un 60% de la carga de rotura y que cuando el ancho de las fisuras alcanzaba los 0.5mm se cerraban completamente cuando se retiraba la carga. En 1951, el Instituto Británico de Ingenieros Estructurales establece tres tipos de soluciones legítimas:

- a. Estructuras en las cuales debe ser eliminada toda posibilidad de fisuración bajo las cargas previstas como de servicio.
- b. Estructuras en las cuales la posible fisuración queda restringida a los casos de infrecuentes combinaciones de cargas sumamente desfavorables.
- c. Estructuras en las que se permite una visible, pero capilar, fisuración bajo sobre cargas de servicio relativamente frecuente.

<sup>1</sup> HPP: Hormigón Parcialmente Pretensado.

En 1953, en Francia, después de las apariciones de Eugène Freyssinet con la definición del hormigón pretensado, las instrucciones provisionales respecto al empleo del mismo, presentan las siguientes particularidades:

- a. No limita la tensión inicial en las armaduras de pretensado, manteniendo la tradición de Freyssinet.
- b. Prohibía cualquier tensión de tracción en las piezas estableciendo que el hormigón pretensado debía resistir en todos los puntos, en perfecto estado de integridad, sin roturas ni fisuras.

La escuela suiza fue pionera en el diseño y construcción de estructuras de HPP en Europa. En 1984, Hugo Bachmann, publica un artículo (Bachmann, 1984) basado en las experiencias suizas en estructuras postensionadas y propone un método de diseño entre el hormigón armado y completamente pretensado que depende en seleccionar el área de armadura activa para que el área adicional, armadura pasiva, pueda variar en función de asegurar las limitaciones del ancho de fisura.

En 1985, Países Bajos, Bruggelin (Bruggelin, 1985), presenta un enfoque simplificado como si se tratara de una estructura de hormigón armado sometida a carga excéntrica para el diseño de estructuras en que el pretensado parcial junto con el suplemento de armadura pasiva ofrecen una mejor solución que el pretensado total ante el dimensionamiento y conformado de elementos, simplificación de refuerzo, deflexión y control de fisuras, y redistribución de esfuerzos.

En 1986, Estados Unidos de América, Naaman (Naaman, 1986), describe el comportamiento de vigas de HPP ante cargas estáticas y de fatiga, integra nuevos avances en el campo proponiendo el uso del ratio de pretensado parcial y el índice de armadura global como parámetros unificantes entre hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado; plantea tres incógnitas en el diseño del HPP: la armadura en activa, pasiva y una tercera condición que puede seleccionarse bajo los siguientes criterios:

- a. Limitar la tensión ficticia de tracción en la fibra más extendida de la pieza bajo la carga máxima de servicio.
- b. Limita la máxima tensión de compresión al finalizar la maniobra de pretensado.
- c. Limitar la tensión en el acero bajo la acción de cargas reiteradas.
- d. Limitar la flecha.
- e. Limitar la máxima abertura permisible de grietas.
- f. Identificar el momento de descompresión con el debido a las cargas permanentes.
- g. Equilibrar parte de la sobrecarga.
- h. Aceptar a priori un cierto valor para uno de los diversos índices o niveles de pretensado.

En 1986, Estados Unidos de América, Peterson y Tadros (Peterson & Tadros, 1986), propone un método basado en la satisfacción simultánea de dos criterios (servicio y resistencia). El servicio es para limitar el incremento de tensión en el acero debido a

cargas y así controlar la fisuración y deflexión. El método explica el cambio de las tensiones del acero dependiente del tiempo y con resultados razonablemente precisos.

En España, las de Murcia y Torroja (Murcia & Torroja, 1974), Santamaría, J (Santamaría A, 1984), dimensionan y comprueban secciones para el estado límite de fisuración, y diseño de vigas continuas frente a estado límite último de hormigón parcialmente pretensado, respectivamente. El último, presenta el concepto de grado de pretensado en vigas continuas

Desde el punto de vista de Ch. Menn, el principal inconveniente de los pretensados parciales es que cualquier pérdida imprevista de pretensado conduce a unas tensiones adicionales en el acero y a unas deformaciones de la estructura notablemente superiores a las que generarían en la misma pieza totalmente pretensada. Los tres principales condicionantes para determinar el desarrollo de un proyecto con la técnica de los pretensados parciales son:

- a. Limitación de la fisuración.
- b. Limitación de las deformaciones.
- c. Seguridad frente a los fenómenos de fatiga.

En 1999, Estados Unidos de América (ACI ASCE, 1999), publica un reporte del estado del arte del hormigón parcialmente pretensado.

Las normativas de hormigón japonesas (Japan Society of Civil Engineers, 2010) claramente más prestacionales que las europeas, clasifican las estructuras pretensadas en estructuras que no permiten fisuración en servicio (PC) y en elementos en los que la fisuración en servicio está controlada (PRC). Para las estructuras PRC, permite cualquier grado de pretensado y deja el diseño a criterio del proyectista siempre que, el grado de fisuración verifique los criterios de estado límite de servicio, y las cuantías de armado permitan que la estructura verifique el estado límite último.

El 2011, J.M. Bairán y A.R. Marí, (Bairán G. & Marí B., 2011) publican en la V edición del Congreso de ACHE (Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural) un método para el dimensionamiento de secciones parcialmente pretensadas con fisuración controlada o fatiga, que implica iteraciones por considerar el comportamiento no lineal de la sección y la utilización de armadura pasiva para el control de la abertura de fisura a través de incrementos de tensiones.

No obstante, no se ha llegado a una formulación y criterios de diseño únicos y quedan aspectos del comportamiento no lineal que no han sido todavía totalmente comprendidos, además que el método utiliza la tensión efectiva en el hormigón y el cálculo se realiza considerando la sección sin fisurar.

### 2.2.2. DEFINICIÓN

Una definición unificada del término "pretensado parcial" debe basarse en el comportamiento del miembro pretensado bajo una carga prescrita. Por lo tanto, se define pretensado parcial como un enfoque en diseño y construcción en el que se utiliza

armadura pretensada o una combinación de armadura pretensada y no pretensada para que la tensión y la fisuración en el hormigón debido a la flexión sean permitidas bajo servicio, cargas muertas y vivas, mientras que los requisitos de servicio y resistencia se satisfacen (ACI ASCE, 1999).

### 2.2.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Según (ACI ASCE, 1999) y (Murcia V., Aguado de C., & Marí B., 1993), el hormigón pretensado parcial presenta las siguientes ventajas:

- En el diseño de la mayoría de los elementos de construcción, la carga especificada a menudo excede la carga normalmente aplicada. Esto tiene en cuenta cargas como el impacto, cambios extremos de temperatura y volumen, o un pico de carga viva. Mediante el uso de pretensado parcial y permitiendo una mayor tensión de flexión para condiciones de carga rara vez impuestas, se logra un diseño más económico con secciones más pequeñas y de menor cuantía.
- Conduce a una menor cuantía de pretensado frente a una mayor de armadura pasiva (a igualdad de dimensiones de la sección de hormigón) que, en la mayor parte de los casos supone un ahorro económico del orden del 15-20% respecto a pretensados totales.
- La armadura no pretensada mejorará la resistencia y también controlará la formación de grietas y el ancho de fisuras. Bajo carga última, un miembro parcialmente pretensado por lo general demuestra una mayor ductilidad que un miembro completamente pretensado. Por lo tanto, será capaz de absorber más energía bajo carga dinámica extrema como un terremoto o una explosión.
- No existe generalmente problemas de cabezas de compresión en vacío excesivamente grandes ni de contra flechas de pretensado excesivas.
- Reducción de las fuerzas producidas por desplazamientos impuestos (por efecto de la retracción, temperatura, etc.) debido a una reducción de las propiedades mecánicas de las secciones críticas por la existencia de fisuración.
- Los valores de los momentos hiperestáticos de pretensado son inferiores por ser menor el grado de pretensado.
- Se puede ejercer un mayor control de la uniformidad de la curvatura. En los puentes continuos, es importante para mejorar la comodidad de conducción de un tramo a otro. La mayor cuantía de armadura pasiva usada en miembros parcialmente pretensados pueden ser más rígidas que una sección que se basa únicamente en el cable pretensado, reduciendo así la curvatura como deflexión.

En resumen se consigue una estructura más optimizada frente a los esfuerzos de servicio y rotura.

Según (ACI ASCE, 1999) y (Murcia V., Aguado de C., & Marí B., 1993), el hormigón parcialmente pretensado presenta las siguientes desventajas:



- Bajo carga repetida, la vida de fatiga de un miembro parcialmente pretensado puede ser una preocupación ya que presenta una mayor variación de sus tensiones.
- Además, la durabilidad es un problema potencial para miembros parcialmente pretensados porque pueden agrietarse bajo carga de servicio. Sin embargo, estudios (Alameh & Harajli, 1989) (Naaman, 1986) han demostrado que la resistencia a la fatiga depende del rango de variación de tensión del cable y que la durabilidad se relaciona más con el recubrimiento y espaciamiento de los cercos que al ancho de la fisura, por lo que estas preocupaciones se pueden abordar con un diseño adecuado y buen detallando de aceros.
- La fisuración supone una pérdida de rigidez de la estructura y por ello implica con mayor coste de cálculo ya que se deben calcular las deformaciones de la estructura considerando inercia fisurada.

#### 2.2.4. NORMATIVIDAD

El diseño del HPP, se plantea en las normativas no de forma explícita, sino a través de prestaciones, es decir que el diseño satisfaga criterios de durabilidad, funcionalidad, servicio y resistencia del comportamiento real de la estructura.

La clasificación de las estructuras en función del grado de pretensado, definidas en (British Code, 1978) son:

- Clase I: Estructuras donde no se producen tracciones para la combinación poco probable de estado límite de servicio. Se conoce como pretensado total.
- Clase II: Estructuras en las que se permiten tracciones para para la combinación poco probable de estado límite de servicio, existiendo descompresión para la situación frecuente. La abertura de fisura en servicio es insignificante.
- Clase III: Estructuras en las que se permite una existencia de fisuración siempre que ésta sea controlada. En la gran mayoría de normativas se limita dicho valor a 0.2 mm de abertura máxima para la combinación frecuente de cargas. Es el ámbito del **pretensado parcial**. Los rangos de anchos de fisura permitidos se detallarán adelante.

##### 2.2.4.1. SEGÚN EUROCÓDIGO

#### Aberturas de Fisura

Las fisuras están limitadas con el fin de no afectar al propio funcionamiento o durabilidad de la estructura. La aparición de fisuras se considera normales en una estructura pretensada ante sollicitaciones de flexión, torsión, cortante o tensiones resultantes de cargas directas, deformaciones impuesta o restricciones y por otras causas como son la contracción plástica o reacciones químicas expansivas que se producen en el hormigón.

El ancho de fisura  $w_k$ , se calcula de forma explícita, de la siguiente manera:

$$w_k = S_{r,máx} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2-1)$$

Donde:

$S_{r,m\acute{a}x}$ : Separación máxima entre fisuras.

$\varepsilon_{sm}$ : Alargamiento unitaria medio en la armadura.

$\varepsilon_{cm}$ : Deformación unitaria media en el hormigón entre fisuras.

Donde  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  está en función de la tensión en la armadura de tracción considerando la sección fisurada  $\sigma_s$ , relación entre los módulos de elasticidad  $\alpha_e$ , cuantía efectiva del pretensado  $\rho_{p,eff}$ , coeficiente de la duración de la carga  $k_t$ , viene dada por:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

A su vez  $S_{r,m\acute{a}x}$  en la zona de tracción está expresada en función del diámetro de la barra  $\phi$  y coeficientes que consideran la adherencia  $k_1$ , distribución de deformaciones  $k_2$ , y otros  $k_3$  y  $k_4$ , donde  $c$  es el recubrimiento del pretensado; viene dada por la siguiente expresión:

$$S_{r,m\acute{a}x} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \leq 5(c + \phi/2)$$

$$S_{r,m\acute{a}x} = 1.3(h - x) > 5(c + \phi/2)$$

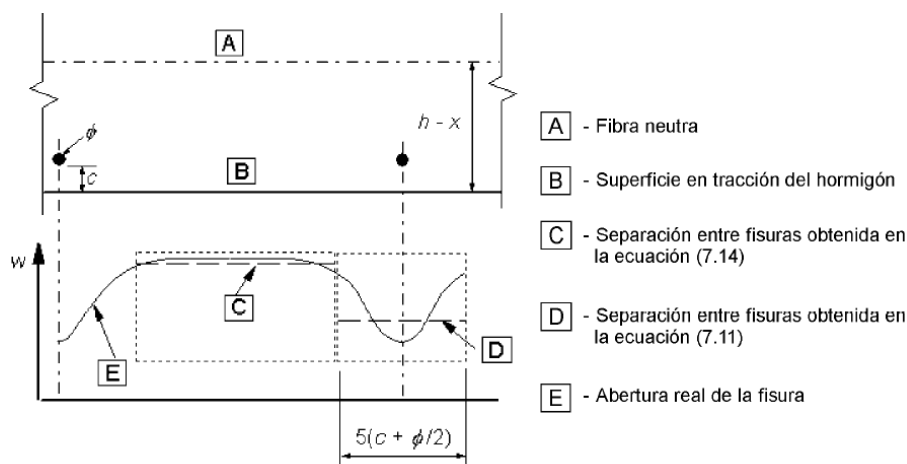


Figura 2-2 Abertura de fisura,  $w$ , en la superficie del hormigón en función de la distancia de las barras (Comité Europeo de Normalización C. , 2010)

El ancho de fisura permitido está limitado en función del ambiente en el que se encuentre la estructura. En la Tabla 2-1 se representa la clasificación de los ambientes.

Designación de Clase	Descripción del ambiente	Ejemplos donde la exposición de la clase puede ocurrir
1. No hay riesgo de corrosión		
<b>X0</b>	Hormigón sin refuerzo o metal incrustado en todas las exposiciones excepto donde hay hielo o deshielo, abrasión o ataque químico. Hormigón con refuerzo o metal incrustado: muy seco	Hormigón dentro de edificios con humedades bajas.



2. Corrosión por carbonatación		
<b>XC1</b>	Seco o permanente húmedo.	Hormigón dentro de edificios con humedades bajas. Hormigón permanentemente sumergido en agua.
<b>XC2</b>	Húmedo, raramente seco.	Superficie en contacto con agua a largo plazo. Algunos cimientos.
<b>XC3</b>	Humedad moderada.	Hormigón dentro de edificios con humedades altas o moderadas. Hormigón exterior protegido de la lluvia.
<b>XC4</b>	Ciclos húmedos/seco.	Superficie en contacto con agua, no incluidas en XC2
3. Corrosión por cloruros		
<b>XD1</b>	Humedad moderada.	Superficie expuesta a cloruros.
<b>XD2</b>	Húmedo, raramente seco.	Piscinas. Hormigón expuesto a aguas industriales que contienen cloruros.
<b>XD3</b>	Ciclos húmedos/seco.	Partes de puentes expuestas a pulverización de cloruros. Pavimentos.
4. Corrosión inducida por cloruros de origen marino.		
<b>XS1</b>	Expuesto a las sales aerotransportadas sin contacto directo con el agua de mar.	Estructuras cercanas o en la costa.
<b>XS2</b>	Permanentemente sumergidas en el mar.	Estructuras marinas.
<b>XS3</b>	Zona de mareas y salpicaduras.	Estructuras marinas.
5. Ataque de Hielo/Deshielo		
<b>XF1</b>	Saturación de agua moderada, sin sales fundentes.	Superficies verticales expuestas a lluvia y hielo.
<b>XF2</b>	Alta saturación del agua, con sales fundentes.	Superficies verticales de carreteras expuestas a lluvia, hielo y sales fundentes.
<b>XF3</b>	Alta saturación del agua, sin sales fundentes.	Superficies horizontales expuestas a lluvia y hielo.
<b>XF4</b>	Alta saturación del agua, con sales fundentes.	Superficies horizontales de carreteras expuestas a lluvia, hielo y sales fundentes. Zona de mareas con heladas.
6. Ataque químico		
<b>XA1</b>	Baja agresividad (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea.
<b>XA2</b>	Agresividad moderada (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea.
<b>XA3</b>	Alta agresividad (EN 206-1 tabla 2)	Contacto con el terreno y agua subterránea.

Tabla 2-1. Clasificación de acuerdo a la exposición ambiental (Comité Europeo de Normalización C. , 2010)

En la Parte 2: Puentes de hormigón del EC2, se presentan limitaciones de anchos de fisuras  $w_{max}$  teniendo en cuenta la naturaleza y las funciones de la estructura como se detalla en la Tabla 2-2.

Clase de exposición	Armaduras pasivas o activas no adherentes	Armaduras activas adherentes
	Combinaciones de carga cuasi permanente	Combinación de carga frecuente
X0, XC1	0.3 <sup>a</sup>	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.2 <sup>b</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompresión

<sup>a</sup> Para las clases de exposición X0, XC1 la abertura de fisura influye en la durabilidad y este límite para garantizar una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este límite de modo menos estricto.

<sup>b</sup> Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación de cargas cuasipermanente.

Tabla 2-2. Valores recomendados de  $w_{max}(mm)$  y reglas de combinación relevantes (Comité Europeo de Normalización C. , 2010)

Para realizar el cálculo del ancho de fisura a manera de simplificar el cálculo, el EC2 restringe el diámetro de la barra o la separación, como se detalla en la Tabla 2-3 y Tabla 2-4, respectivamente.

Tensión Acero (MPa)	Diámetro máximo de la barra (mm)		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabla 2-3. Diámetro ( $\varnothing$ s) máximo de barra para control de la fisuración (Comité Europeo de Normalización C. , 2010).

Tensión Acero (Mpa)	Separación máxima de barras (mm)		
	$w_k=0.4\text{mm}$	$w_k=0.3\text{mm}$	$w_k=0.2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabla 2-4. Separación máxima de barras para control de la fisuración (Comité Europeo de Normalización C. , 2010).

### Tensión Admisible

Las fisuras longitudinales se pueden producir si el nivel de tensiones, bajo la combinación característica de cargas, supera un valor crítico. Esta fisuración puede producir una reducción de la durabilidad.

En ausencia de otras medidas, tales como un aumento en el recubrimiento de la armadura en la zona comprimida o un confinamiento mediante armadura transversal, puede ser apropiado limitar la **tensión de compresión** a un valor  $k_1 f_{ck}$  en áreas expuestas a ambientes de clases de exposición XD, XF y XS. Recomienda un valor de  $k_1 = 0.6$  (Comité Europeo de Normalización C. , 2010).

#### 2.2.4.2. SEGÚN AASHTO LRFD

### Control de Fisura

La fisuración en miembros a flexión, bajo cargas de servicio se controla mediante distribución de armaduras ortogonales de barras de refuerzo. El espaciamiento de estas barras no debe exceder el menor de  $d/4$  y 30 cm.

El refuerzo de control de fisura en la dirección vertical  $A_v$  y horizontal  $A_h$ , considerando que  $b_w$  es el ancho del elemento,  $s_v$  y  $s_h$  son los espaciamientos vertical y horizontal del refuerzo de control de fisura, deberá satisfacer lo siguiente (AASHTO, 2012):

$$\frac{A_v}{b_w s_v} \geq 0.003$$

$$\frac{A_h}{b_w s_h} \geq 0.003$$

### Tensión Admisible

Las tensiones límites para el **hormigón** completamente pretensado serán diferenciadas según la presencia de las pérdidas de carga (AASHTO, 2012). Para las tensiones temporales antes de las pérdidas se tiene:

- Tensión de compresión:  $0.60f'_{ci}$  MPa.
- Tensión de tracción: En áreas con pretensado adherente, asumiendo una sección no agrietada, donde el refuerzo es proporcional usando una tensión de  $0.5f_y$ , no excediendo 200 MPa, será  $1.65\sqrt{f'_{ct}}$  MPa.

Para las tensiones del estado límite de servicio después de las pérdidas se tiene:

- Tensión de compresión:  $3.1f'_c$  MPa.
- Tensión de tracción: En áreas con pretensado adherente, asumiendo una sección no agrietada; para condiciones moderadas de corrosión será  $1.3\sqrt{f'_c}$  MPa y para corrosión severa será  $0.65\sqrt{f'_c}$  MPa.

### 2.2.5. MÉTODO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES PARCIALMENTE PRETENSADAS CON FISURACIÓN CONTROLADA O FATIGA

Esta metodología (Bairán G. & Marí B., 2011), plantea un comportamiento no lineal de la sección pretensada fisurada. El espacio de soluciones factibles de la fuerza (P) y la excentricidad (e) del pretensado se obtiene de un diagrama equivalente al de Magnel, pero basado en verificaciones de los Estados Límites principalmente los de Fisuración y Fatiga, permitiendo controlar el incremento de tensiones en el acero y en el hormigón.

#### 2.2.5.1. ANÁLISIS DE SECCIONES PRETENSADAS Y FISURADAS

La sollicitación actuante es la variable principal en el requerimiento de una fuerza axil compensatoria y del paso a las propiedades mecánicas fisuradas de la sección. Es así que la posición de la fibra neutra varía en función principalmente de los esfuerzos de momento y axil, los que se desarrollan en el rango no lineal de la sección.

A continuación se muestra la distribución de tensiones en una sección fisurada de hormigón pretensado sometida ante un momento flector (M), situación de servicio.

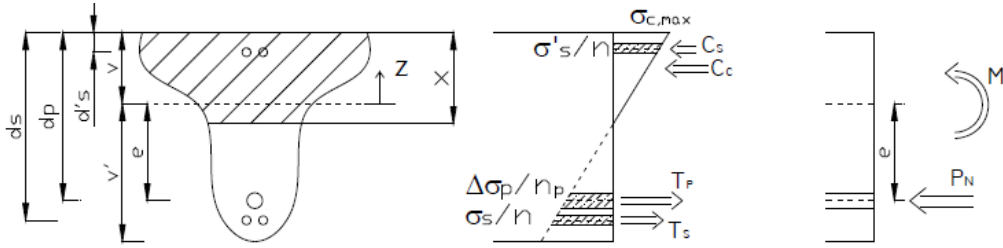


Figura 2-3 Equilibrio interno en una sección pretensada fisurada (Bairán G. & Marí B., 2011)

Del equilibrio se tienen las siguientes ecuaciones:

$$\Sigma F = P_N = \int_{v-x}^v \sigma_c(z)b(z)dz + A'_s\sigma'_s + A_s\sigma_s - A_p\Delta\sigma_p \quad (2-2)$$

$$\begin{aligned} \Sigma M = M_{tot} &= M - P_N e \\ &= \int_{v-x}^v z\sigma_c(z)b(z)dz + (v - d'_s)A'_s\sigma'_s + (d_s - v)A_s\sigma_s - eA_p\Delta\sigma_p \end{aligned} \quad (2-3)$$

Donde:

z: coordenada local respecto al centro de gravedad de la sección.

$P_N$ : fuerza de neutralización del pretensado.

$P_N$  es el axil definido de tal manera que si es aplicado en la posición del pretensado, el estado tensional en el hormigón se convierte en nulo (Murcia V., Aguado de C., & Marí B., 1993) como se aprecia en la siguiente figura para situación de vacío:

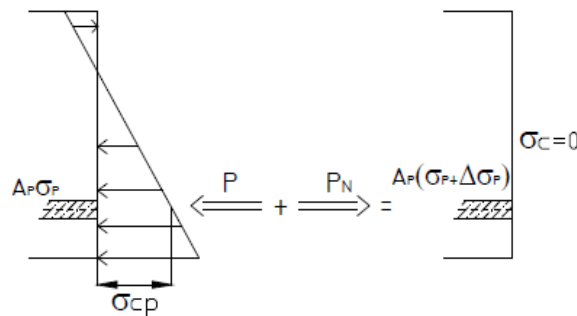


Figura 2-4 Fuerza de neutralización (Bairán G. & Marí B., 2011)

Para elementos pretesos o postesos con armadura no adherente:

$$P_N \approx P \quad (2-4)$$

Para elementos postesos con armadura adherente,  $P_N$  es ligeramente mayor que  $P$  debido a que ahora actúa sobre una sección homogenizada, es decir incluye el área de armadura activa:

$$P_N = P(1 + n \frac{A_p}{A'_c}) \quad (2-5)$$

Donde  $A'_c$  queda definida por:

$$\frac{1}{A'_c} = \frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}$$

Para determinar la posición de la fibra neutra de la sección fisurada se obtiene al dividir los esfuerzos totales de momento y axil. Consideramos la hipótesis de sección plana y adherencia perfecta, es así que las tensiones en el acero y hormigón, en estado de vacío o servicio, se pueden representar en función de la compresión máxima, tal como sigue:

$$\begin{aligned}\sigma_c(z) &= \frac{\sigma_{c,m\acute{a}x}}{x}(z + x - v) & \Delta\sigma_p &= n_p \frac{\sigma_{c,m\acute{a}x}}{x}(d_p - x) \\ \sigma_s &= n \frac{\sigma_{c,m\acute{a}x}}{x}(d_s - x) & \sigma'_s &= n \frac{\sigma_{c,m\acute{a}x}}{x}(x - d'_s)\end{aligned}\quad (2-6)$$

Reemplazando las expresiones (2-6) en (2-2) y (2-3) se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$P_N = \frac{\sigma_{c,m\acute{a}x}}{x} [\bar{Q}_c(x) + (x - v)\bar{A}_c(x) + nA'_s(x - d'_s) + nA_s(d_s - x) - n_pA_p(d_p - x)] \quad (2-7)$$

$$\begin{aligned}M - P_N e &= \frac{\sigma_{c,m\acute{a}x}}{x} [\bar{I}_c(x) + (x - v)\bar{Q}_c(x) + nA'_s(x - d'_s)(v - d'_s) + nA_s(d_s - v) \\ &\quad + n_pA_p(d_p - v)e]\end{aligned}\quad (2-8)$$

Donde  $\bar{I}_c$ ,  $\bar{Q}_c$  y  $\bar{A}_c$  son la inercia, momento estático y área, respectivamente, de la zona comprimida del hormigón respecto al centro de gravedad.

Por lo que finalmente, la expresión general de la fibra neutra viene dada por:

$$x = \frac{M - P_N e}{P_N} = \frac{\bar{I}_c(x) + (x - v)\bar{Q}_c(x) + nA'_s(x - d'_s)(v - d'_s) + nA_s(d_s - v) + n_pA_p(d_p - v)e}{\bar{Q}_c(x) + (x - v)\bar{A}_c(x) + nA'_s(x - d'_s) + nA_s(d_s - x) - n_pA_p(d_p - x)} \quad (2-9)$$

De donde se aprecia que la determinación de la fibra neutra en una sección fisurada es un pez que se muerde la cola ya que depende de las propiedades mecánicas y además de la sollicitación actuante, es decir se corrobora el comportamiento no lineal de la sección.

Finalmente, se obtienen las tensiones en las armaduras y con eso las propiedades mecánicas fisuradas y el ancho de fisura  $\omega_k$ , una vez se conozca la separación media de fisuras  $s_m$ , deformación unitaria entre fisuras  $\varepsilon_{sm}$  y el coeficiente estadístico de conversión de su valor medio al característico  $\beta$ , según lo indica la normativa (Comisión Permanente del Hormigón, 2008):

$$\omega_k = \beta \varepsilon_{sm} s_m \quad (2-10)$$

### 2.2.5.2. MÉTODO DE DISEÑO

El dimensionamiento de la fuerza de pretensado es determinada a raíz de un espacio de soluciones factibles con las variables  $P_N$ ,  $P_N e$  y requiere de un proceso de prueba y error hasta encontrar la solución satisfactoria. Los pasos de este método son los siguientes:

1. Elección de los umbrales de tensiones en hormigón y armaduras en función de los Estados Límite considerados.
2. Determinación del espacio de soluciones factibles mediante barrido de los planos de tensiones umbrales.
3. Elección de la excentricidad de la carga.
4. Determinación del rango de valores factibles de la fuerza de pretensado [ $P_{\min}$ ,  $P_{\max}$ ]
5. Verificación de margen de fuerza para permitir las pérdidas diferidas. Si no es así, se reduce la excentricidad y se vuelve al paso 3.
6. Estimación de la fuerza de pretensado en los anclajes y dimensionamiento del área de acero activo necesario.

#### Espacio de Soluciones Factibles

Respecto a la generación del espacio de soluciones factibles, Figura 2-6, se genera realizando un barrido de los planos de tensiones para las situaciones de vacío y servicio, Figura 2-6. Con las tensiones máximas definidas a compresión en el hormigón y tracción en la armadura, se generan 4 pivotes, detalladas en la Tabla 2-5. Resumen de posiciones de pivotes y tensiones para soluciones factibles. Tabla 2-5. La distribución de tensiones queda definida por el posición del pivote y valor de la fibra neutra ( $x$ ) por el factor  $k$ .

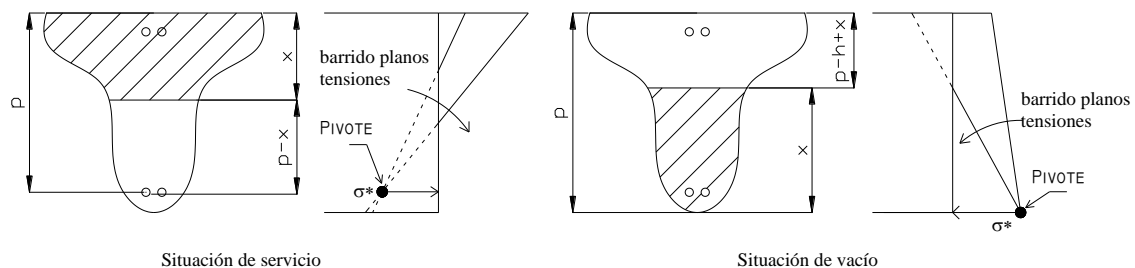


Figura 2-5 Barrido del plano de tensiones alrededor de un pivote (Bairán G. & Marí B., 2011)

Para el caso de  $\sigma_s$  y  $\sigma'_s$  se pueden calcular despejando de la ecuación (2-11), para satisfacer el estado límite de fisuración. En la Tabla 2-6 se desarrollan las tensiones para diferentes valores de ancho de fisura  $\omega_k$  a su vez asociado a una clase de exposición ambiental y de esta manera se asegura que la abertura de la fisura se mantenga dentro de los valores normativos admisibles.

Umbral	Descripción	Posición pivote	Tensión pivote	Factor k
--------	-------------	-----------------	----------------	----------

<b>1</b>	Compresión en vacío	$p=h$	$\sigma^* = 0.6f_{c,j}$	$\frac{\sigma^*}{p-h+x}$
<b>2</b>	Tracción en vacío	$p=d'$	$\sigma^* = \frac{1}{n}\sigma'_{s,d}$	$\frac{\sigma^*}{p-h+x}$
<b>3</b>	Tracción en servicio ( $M_{frecuente}$ )	$p=d$	$\sigma^* = \frac{1}{n}\sigma_{s,d}$ ó $\sigma^* = \frac{1}{n}\Delta\sigma_{p,d}$	$\frac{\sigma^*}{p-x}$
<b>4</b>	Compresión en servicio ( $M_{poco\ probable}$ )	$p=0$	$\sigma^* = 0.6f_c$	$\frac{\sigma^*}{p-x}$

Tabla 2-5. Resumen de posiciones de pivotes y tensiones para soluciones factibles.

$\omega_k$	$s_m$ (mm)		
	100	150	200
<b>0.1</b>	120	80	60
<b>0.2</b>	240	160	120
<b>0.3</b>	350	240	180

Tabla 2-6. Tensiones de tracción en aceros (MPa) para diferentes valores de  $\omega_k$ 

Es así que se obtiene el espacio de soluciones  $P_N$  y  $P_N e$  para cada situación de carga como a continuación se expresa:

$$P_N \approx k[\bar{Q}_c(x) + (x-v)\bar{A}_c(x) + nA'_s(x-d'_s) + nA_s(d_s-x)] \quad (2-12)$$

$$P_N e \approx k[\bar{I}_c(x) + (x-v)\bar{Q}_c(x) + nA'_s(x-d'_s)(v-d'_s) + nA_s(d_s-v)] \quad (2-13)$$

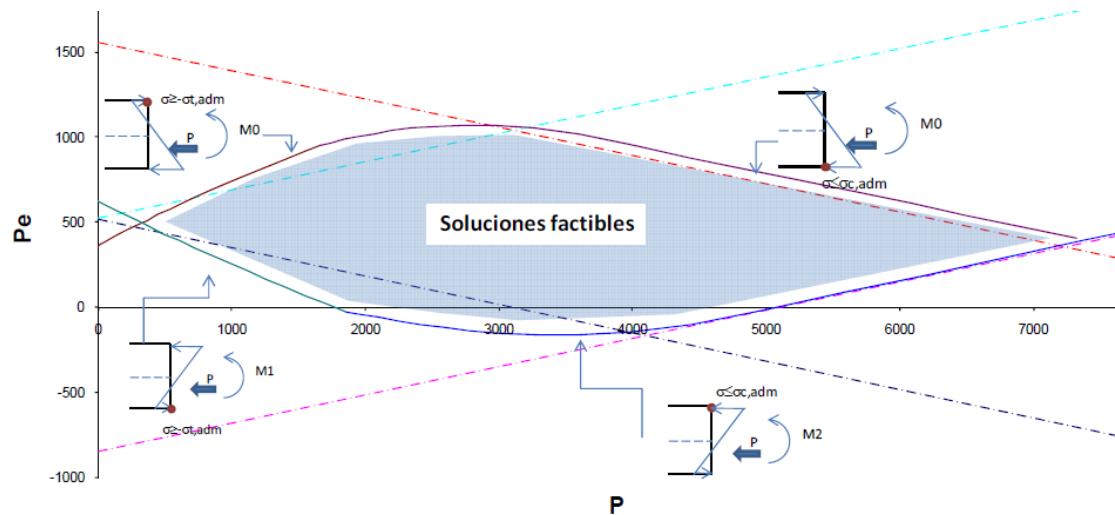


Figura 2-6 Comparación de dominios de soluciones factibles y el Método de Magnel (Bairán G. &amp; Marí B., 2011)

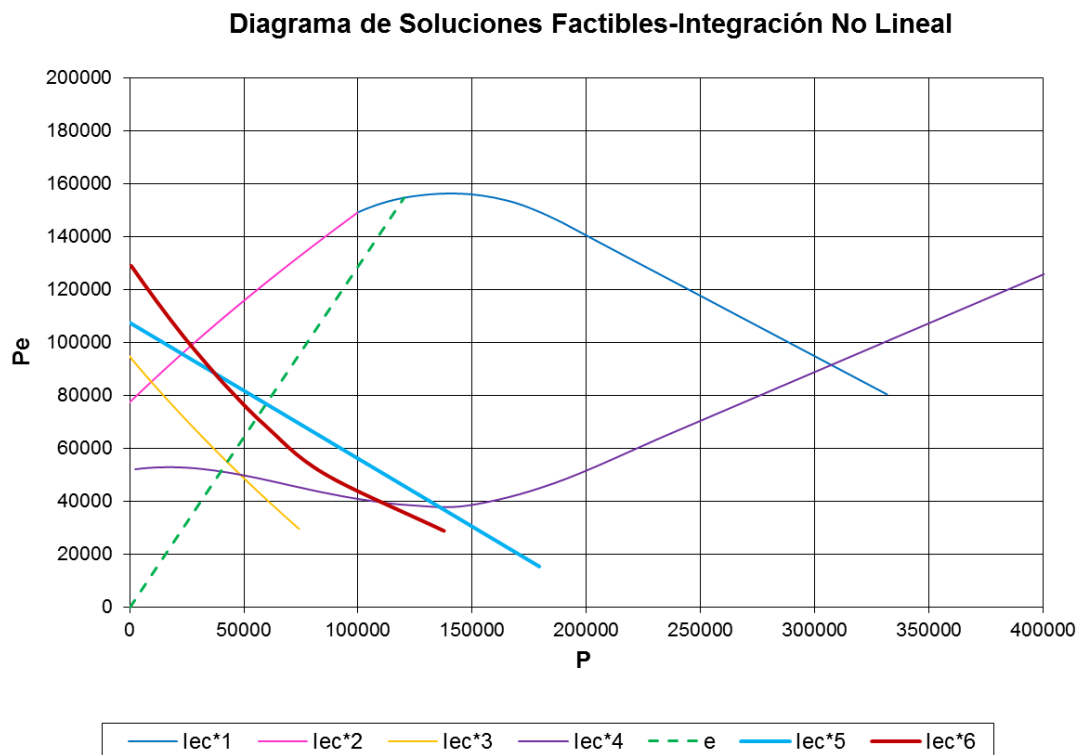
Adicionalmente a las 4 inecuaciones, el método se amplía con dos limitaciones adicionales:

Inecuación 5: En función del tipo de ambiente, comprueba que la vaina del pretensado no se encuentre descomprimida para la combinación cuasi permanente de servicio.

Inecuación 6: Armadura necesaria en estado límite último, ya que por criterios de servicio puede resultar insuficiente en rotura. Se realiza un barrido para diversos valores de profundidad de la cabeza de compresión y con la posición del pivote situada en la fibra más comprimida ( $\varepsilon_c = 0.0035$ ). Los valores (P, Pe) se incluyen en el diagrama una vez han sido multiplicados por el factor ( $\sigma_{p0}/f_{yd}$ ), es decir dividiendo la tensión de tesado en servicio por la tensión de rotura minorada.

Umbral	Descripción	Posición pivote	Tensión pivote
5	Tracción en servicio ( $M_{cuasipermanente}$ )	p=vaina	$\sigma = 0$
6	Tracción en servicio ( $M_{último}$ )	p=h	$\varepsilon_c = 0.0035$

Tabla 2-7. Posiciones de pivotes y tensiones para soluciones factibles.



Cabe precisar que este método proporciona un espacio de soluciones más amplio que el de Magnel, salvo para la esquina izquierda que Magnel queda del lado inseguro. Se puede discernir que para una misma carga y excentricidad con este método se obtiene un menor valor de pretensado y mayor holgura de la carrera de tensiones, haciendo de este método un diseño más óptimo para el pretensado parcial.



### Área de Armadura Activa

Se busca la menor área de acero satisfactoria, es decir la menor fuerza neutralizadora del diagrama de soluciones factibles y ésta se consigue a su vez con la mayor excentricidad posible, considerando los recubrimientos mínimos y otros aspectos constructivos.

Fijamos unos valores de área de armadura pasiva ( $A_{s,min}$ ) correspondiente a la cuantía mínima geométrica. Para determinar el área de armadura activa ( $A_{p,min}$ ), correspondiente a la menor fuerza en los anclajes ( $P_o$ ), igualamos la  $P_{min}$  ( $F_N$ ) con la fuerza a largo plazo  $P_\infty$  la que incluye una fracción "c" de las pérdidas totales para asegurar el buen comportamiento en todo el periodo de vida útil.

$$P_o = \frac{P_\infty}{c} = \frac{P_{min}}{c} \quad (2-14)$$

Como el diagrama de soluciones factibles nos proporciona la fuerza de neutralización ( $P_N$ ), se tienen los siguientes valores de área de armadura activa  $A_p$  para los casos:

- Postesado no adherente:

Como la  $F_N$  y la  $P$  antes de la descompresión son similares, se puede expresar como (2-15), considerando la tensión en el momento del tesado  $\sigma_{p,o}$ .

$$A_p = \frac{P_o}{\sigma_{p,o}} = \frac{P_\infty}{c\sigma_{p,o}} \quad (2-15)$$

$$A_p = \frac{P_o}{\sigma_{p,o}} = \frac{P_\infty}{c\sigma_{p,o}} \quad (2-15)$$

- Pretensado no adherente:

También la  $F_N$  y la  $P$  coinciden, sin embargo se debe considerar el incremento de tensiones  $\Delta\sigma_p$  después de la fisuración del elemento.

$$A_p = \frac{P_\infty}{c\sigma_{p,o} + \Delta\sigma_p} \quad (2-16)$$

- Postesado adherente:

En este caso, como se indicó anteriormente, la  $P$  es menor que la  $F_N$ , y por transmisión de tensiones del hormigón a la armadura activa, aparece un incremento de tensiones  $\Delta\sigma_p$  ante la situación de servicio.

$$A_p = \frac{c\sigma_{p,o} + \Delta\sigma_p}{2c\sigma_{p,o}} A'_c \left[ -1 + \sqrt{1 + 4 \frac{P_N}{A'_c} \frac{c\sigma_{p,o}}{(c\sigma_{p,o} + \Delta\sigma_p)^2}} \right] \quad (2-17)$$

## 2.2.6. PRETENSADO EN ESTRUCTURAS HIPERESTÁTICAS

### 2.2.6.1. INTRODUCCIÓN

El pretensado ejerce sobre la estructura un sistema autoequilibrado de cargas que imponen deformaciones, acortamientos por efecto de la compresión ejercida y curvaturas por efecto de la excentricidad de dicha compresión respecto al centro de gravedad de la sección (Murcia, Aguado, & Marí, 1993).

En estructuras isostáticas, dichas deformaciones impuestas son compatibles con las condiciones de apoyo y no generan esfuerzos adicionales de compatibilidad. En cada sección de estas estructuras el pretensado solamente induce esfuerzos conocidos como isostáticos del pretensado.

En estructuras hiperestáticas, las deformaciones impuestas producidas por el pretensado generan esfuerzos hiperestáticos de compatibilidad equivalentes a los esfuerzos hiperestáticos producidos por las cargas gravitatorias, ya que el grado de indeterminación cinemática de la estructura exige que la deformación de la estructura cumpla las condiciones de compatibilidad en apoyos, apareciendo reacciones y esfuerzos adicionales a los isostáticos (Duarte G., 2014).

### 2.2.6.2. ESFUERZOS HIPERESTÁTICOS DE PRETENSADO

En estructuras hiperestáticas, como puentes continuos, los esfuerzos totales producidas por el pretensado viene dado por la suma de dos tipos de esfuerzos:

- Esfuerzo isostático: El momento generado por acción de la fuerza de pretensado y la excentricidad respecto al centro de gravedad en una determinada sección.
- Esfuerzo hiperestático: Se estudian a nivel de estructura porque dependen del trazado del cable, de los tipos de apoyos y distribución de rigideces. Para estructuras postesas, en el trazado se aprovecha la máxima excentricidad, el momento se sitúa a  $0.15Ph-0.20Ph$  ( $h$  es el canto de la sección y  $P$  el valor de la fuerza de pretensado en anclaje menos las pérdidas instantáneas) (Duarte G., 2014).

Donde:  $M_{total} = Pe + M_h$  (2-18)

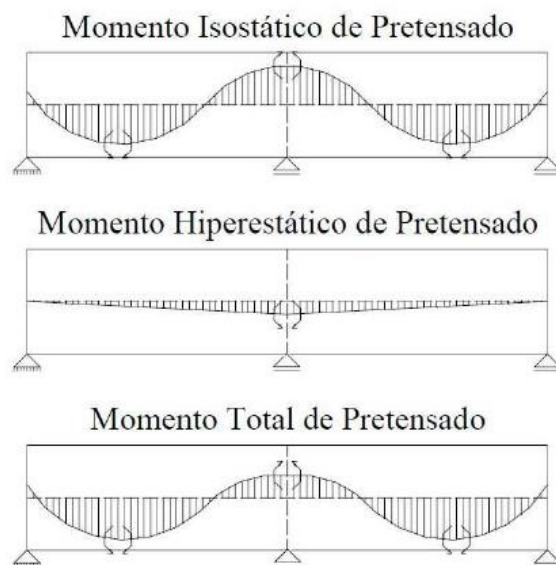


Figura 2-8 Momentos en una estructura continua.

Los esfuerzos hiperestáticos se obtienen mediante cálculo elástico porque se consideran válidos los principios de linealidad y superposición. Es así que para el diseño en el estado límite de servicio y su verificación en el estado límite último, se puede efectuar sin problema ya que se conocen los esfuerzos procedentes de las cargas y los del pretensado y afectarlos por sus respectivos coeficientes de mayoración.

De la Figura 2-8 se aprecia como los esfuerzos hiperestáticos modifican las leyes elásticas de la estructura, tendiendo a reducir el momento negativo de apoyo y a aumentar el momento en centro de vano.

La mayoría de normativas dictaminan que los esfuerzos hiperestáticos de pretensado deben ser incluidos en las verificaciones seccionales de estado límite de servicio, sin embargo el tratamiento de las solicitaciones debidas a deformaciones impuestas (hiperestáticos de pretensado, temperaturas y reológicas) en situación última es un tema en el que no existe consenso general, y donde hay diferencias de criterios incluso en una misma normativa o autores.

### 2.2.6.3. EXCENTRICIDAD EQUIVALENTE DE PRETENSADO

La excentricidad equivalente de pretensado,  $e_{eq}$ , (2-20) puede ser entendida como una modificación de la excentricidad real del cable para tomar en cuenta el efecto de los esfuerzos hiperestáticos en una estructura continua, analizada en cada sección. Se deduce a partir de (2-18), de la siguiente manera:

$$\frac{M_{tot}}{P} = \frac{Pe}{P} + \frac{M_h}{P} \quad (2-19)$$

$$e_{eq} = e_{real} \pm \frac{M_h}{P} = e_{real} \pm e_{hip} \quad (2-20)$$

Se sabe que como el momento hiperestático es desfavorable en vano (flexión positiva), la excentricidad hiperestática  $e_{hip}$  debe disminuir la excentricidad equivalente. Lo mismo ocurre para sección de apoyo (flexión negativa), donde el momento hiperestático es favorable, por lo que la excentricidad hiperestática  $e_{hip}$  debe aumentar la excentricidad equivalente.

Las excentricidades equivalentes de pretensado deben ser consideradas en el cálculo del dominio no lineal de soluciones del método de diseño de hormigón parcialmente pretensado, empleado en el presente estudio.

### 2.3. DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PUENTES

A continuación realizaremos un breve estudio del diseño sismorresistente de puentes puesto que por la importancia de este tipo de obras civiles debe procurarse evitar daños significativos ante un evento telúrico. Como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** de uno de los terremotos en el que se aprecia claramente un daño a flexión en la pila ante un terremoto, y en la Figura 2-10, los daños ocasionados tras un evento reciente y que por la cercanía a la zona en estudio, Perú, nos resulta interesante conocer.

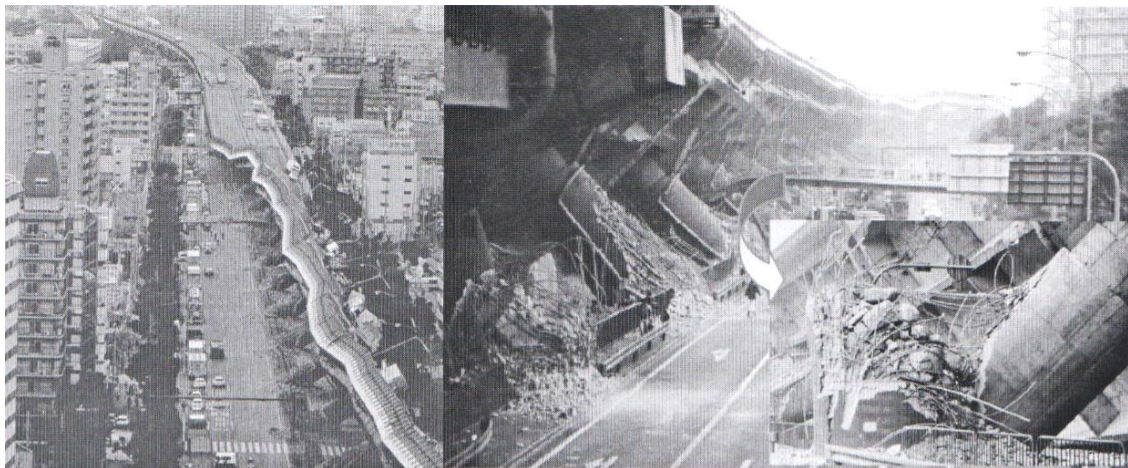


Figura 2-9 Falla a flexión en base de pila en la autopista de Hanshin en el terremoto de Kobe 1995, vista en planta-izquierda y elevación-derecha (International Federation for Structural Concrete, 2007).



Figura 2-10 Daño en un puente en Guayaquil en el terremoto de Ecuador 2016.

### 2.3.1. TECTÓNICA DE PLACAS DE LOS PAÍSES BOLIVARIANOS

Roberto Aguiar Falconí (Aguiar F., 2000) nos detalla el comportamiento de la tectónica de placas en los países bolivarianos<sup>2</sup>.

Es importante conocer la peligrosidad sísmica de la zona en la que se proyectarán importantes obras ingenieriles como son los puentes, para una definición más próxima a la real de los espectros de diseño usadas en el análisis dinámico de la estructura. Sumada a un buen análisis estático y diseño estructural, se logrará un correcto planteamiento de estructuras sismorresistentes.

Como el presente estudio, plantea el diseño de un puente en Perú, es necesario situarnos en el contexto de la tectónica de placas de esa región, la Figura 2-11, nos muestra las placas involucradas: la de Nazca, Americana y del Caribe.

<sup>2</sup> De los que hace referencia a Venezuela, Colombia, Ecuador y Perú.

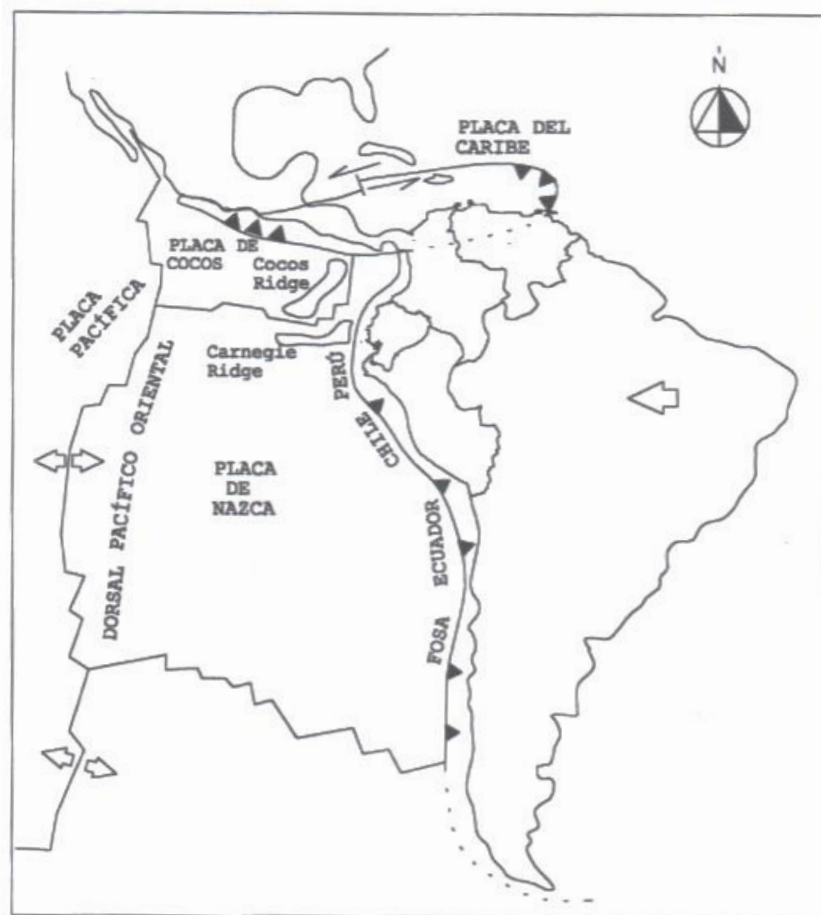


Figura 2-11 Placas tectónicas de los países de la CAF<sup>3</sup> (Aguir F., 2000)

EL movimiento lento pero continuo de las placas, especialmente la de Nazca, entre 5 y 7 cm/año y en sentido contrario la Americana de 1 a 2 cm/año, ocasiona la subducción de la primera sobre la segunda, formando la Fosa del Pacífico y es la razón de que la costa de los países bolivarianos registren los mayores sismos.

Determina también para la zona de mayor peligrosidad sísmica, una aceleración máxima del suelo de 0.4g como se aprecia en la Figura 2-12. Dependiendo del tipo de estructura (puente para nuestro caso) se define la vida útil y en base a la importancia de la estructura, la probabilidad de excedencia.

<sup>3</sup> CAF: Corporación Andina de Fomento



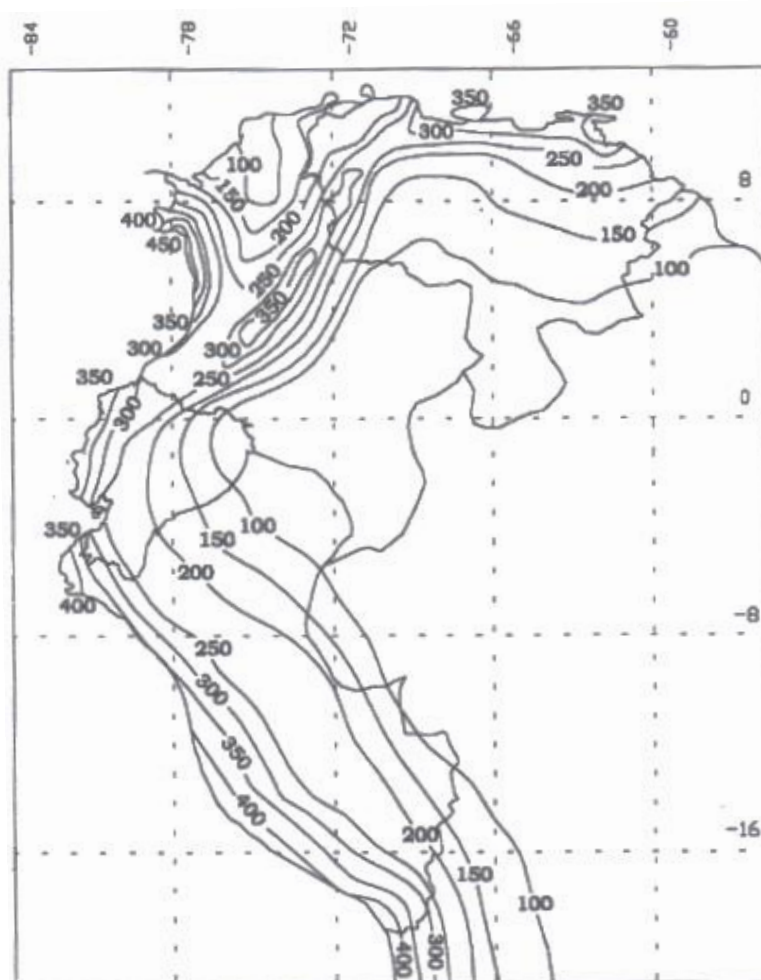


Figura 2-12 Curva de isoaceleraciones máximas<sup>4</sup> de los países de la CAF (Aguir F., 2000)

### 2.3.2. MODELACIÓN SÍSMICA DE PUENTES

La idealización del puente a definir para el modelo dinámico del puente debe representar lo más fiel posible el comportamiento real del sismo y su respuesta ante la acción de este (Maldonado, Canas, Casas, & Pujades, 1998).

La respuesta dinámica de la estructura se obtiene a través de un modelo matemático que considere las propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento del modelo dinámico. Luego es recomendable definir un número finito de puntos donde se estudiará dicha respuesta, también se debe definir el número de grados de libertad que intervienen en el modelo matemático.

Puesto que el caso de estudio, pila de puente con su respectiva porción de tablero tributario, en ambas direcciones, longitudinal y transversal, constituye ser un sistema de un grado de libertad.

<sup>4</sup> En gals y calculadas para una vida útil de 50 años y con una probabilidad de excedencia del 10%.

### 2.3.2.1. ECUACIÓN DE MOVIMIENTO PARA SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Ante una acción sísmica se produce el desplazamiento horizontal,  $\mu$ , de la masa  $m$  respecto a la cimentación. Ante el movimiento, en la pila se presentan fuerzas de inercia (aceleración relativa  $\ddot{\mu}$ , masa), fuerzas de amortiguamiento ( $c$ , velocidad relativa  $\dot{\mu}$ ) y fuerzas mecánicas (esfuerzo-deformación, rigidez  $k$ , desplazamiento relativo  $\mu$ ) como se visualiza en la Figura 2-13.

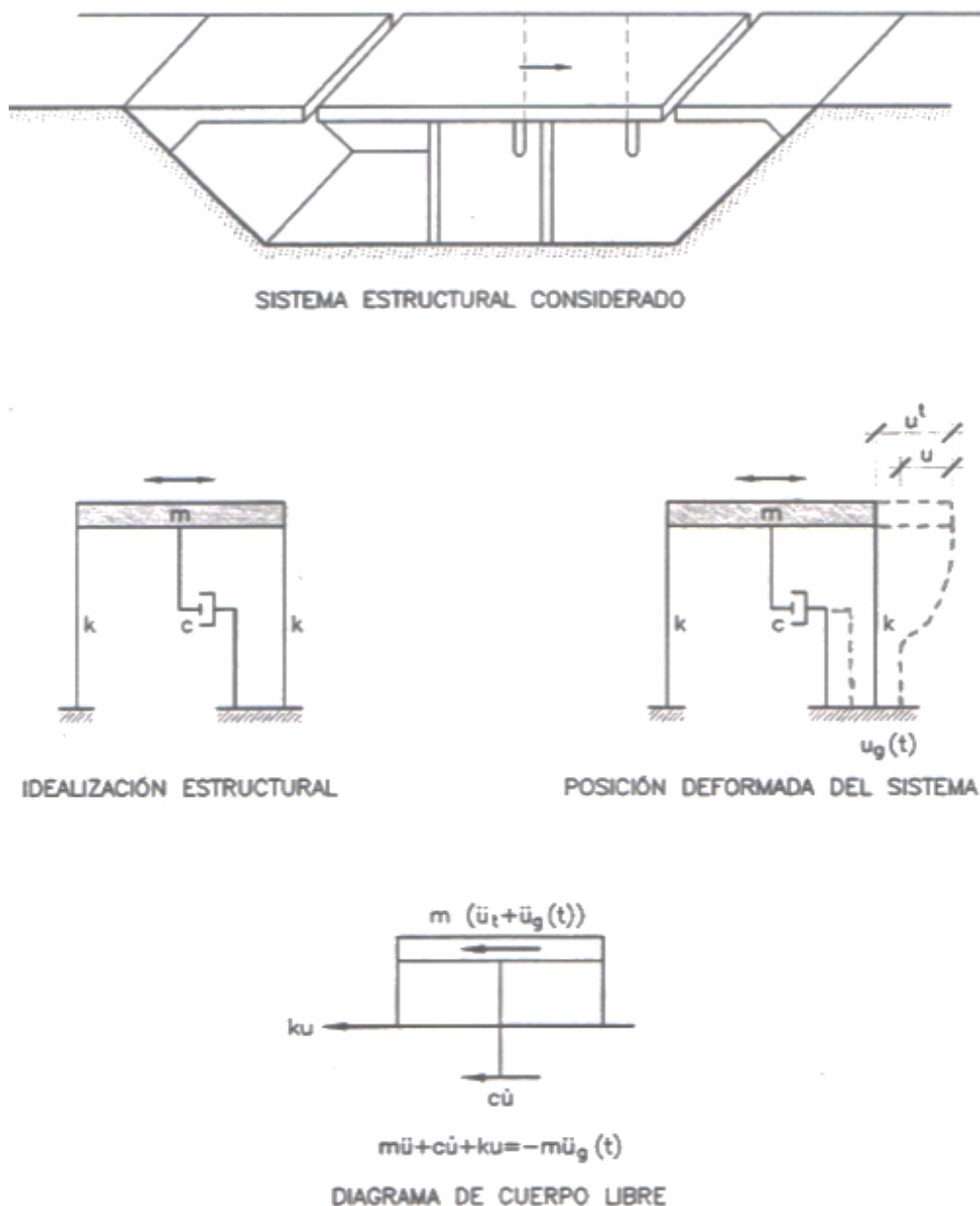


Figura 2-13 Sistema estructural de un grado de libertad (Maldonado, Canas, Casas, & Pujades, 1998)

La ecuación de dicho movimiento, respuesta estructural, bajo un análisis modal lineal se puede representar en la ecuación (2-21) al igualar las fuerzas internas de respuesta de la estructura con la acción sísmica actuante en el suelo.



$$m\ddot{\mu} + c\dot{\mu} + k\mu = -m\ddot{\mu}_g(t) \quad (2-21)$$

Además se define la frecuencia natural no amortiguada  $w_n$  de la estructura en función de la rigidez de la misma.

$$w_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2-22)$$

### 2.3.2.2. MODELACIÓN EN EL PLANO

Al menos se deben considerar la vibración longitudinal y transversal ante la excitación sísmica.

En el **comportamiento longitudinal**, la idealización del tablero estará constituida por un diafragma rígido, punto donde se concentra la masa; apoyada sobre la pila, flexibles lateralmente, pero rígida longitudinalmente.

De acuerdo al tipo de restricción que el tablero impone a la pila, es decir, tipo de conexión (aparatos de apoyo), se debe considerar la rigidez de la pila.

En el **comportamiento transversal**, el tablero es modelado como una viga apoyada sobre resortes ubicados en los apoyos y que consideren la rigidez de la subestructura en esta dirección.

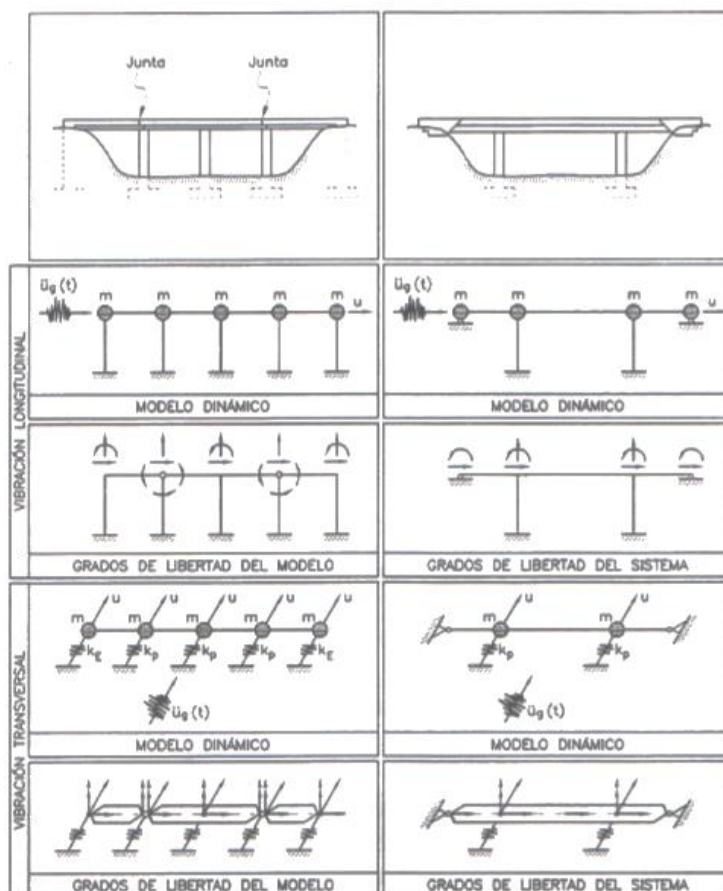


Figura 2-14 Ejemplo de modelación estructural de puentes (Maldonado, Canas, Casas, & Pujades, 1998)

Se debe considerar como la masa, la correspondiente carga muerta del área tributaria del tablero (diafragma) y el aporte de la masa de la pila. No es común considerar la carga viva asociada. Se debe tomar en cuenta la continuidad o no del tablero, parte derecha e izquierda de la Figura 2-14, respectivamente, es decir la presencia de juntas.

Un módulo de un puente se puede idealizar como un sistema de un grado de libertad tanto longitudinal como transversalmente.

### 2.3.3. MODELACIÓN DEL SISMO DE ENTRADA

#### 2.3.3.1. ESPECTROS ELÁSTICOS

En (Aguilar F., 2000) y (Barbat & Oller, 1998) hacen referencia a los espectros elásticos. Las acciones sísmicas se determinan apoyándose en espectros de respuesta o diseño.

El **espectro de respuesta**, ejemplo Figura 2-15, se obtiene encontrando la máxima respuesta de un conjunto de osciladores de un grado de libertad con distintas frecuencias y con el mismo amortiguamiento ante un sismo. Planteándolos para desplazamientos, velocidad, aceleración, energía, etc. Se puede hacer un análisis elástico o inelástico del espectro de respuesta, dependiendo de la rigidez de los osciladores, constante o variable según el grado de daño, respectivamente.

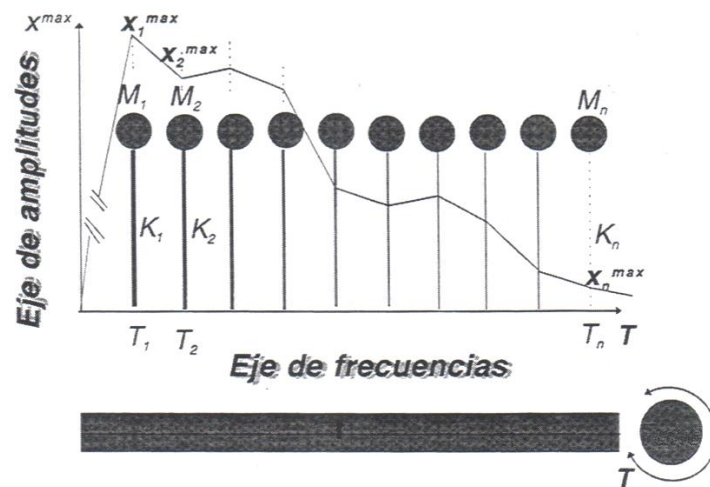


Figura 2-15 Representación esquemática de un espectro de respuesta de desplazamientos (Barbat & Oller, 1998)

El **espectro de diseño**, se obtiene a partir de un análisis estadístico de un conjunto de espectros de respuesta de tal forma que abarque un buen porcentaje de sismos ocurridos en el mismo lugar durante un tiempo determinado. Como se aprecia por ejemplo en la Figura 2-16 para diferentes tipos de suelo y con un amortiguamiento del 5%.

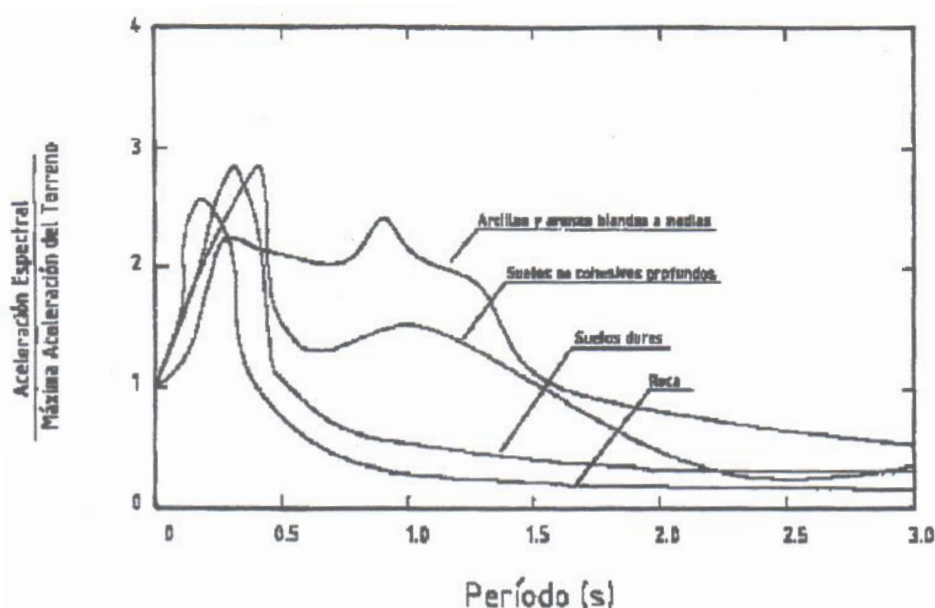


Figura 2-16 Espectros promedios de aceleraciones (Aguilar F., 2000)

Cabe mencionar que el diseño sismorresistente de una estructura contempla el daño ante un terremoto severo, por esa razón se utiliza un espectro de diseño inelástico de aceleraciones que controla la resistencia de la estructura. Es conveniente usar espectros de diseño de desplazamientos para controlar también la deformación máxima ya que está relacionada directamente con el daño que espera la estructura.

#### 2.3.4. ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES

Existen diferentes metodologías para evaluar el comportamiento dinámico de un puente ante la acción de un terremoto según la complejidad de la estructura y grado de respuesta esperada.

La que se estudiará en el presente trabajo es el **Análisis Unimodal Espectral**, esta aproximación considera solamente la respuesta del único modo de vibración ya que presenta un solo grado de libertad en cada dirección, y la acción sísmica es considerada a partir de un espectro de diseño.

Este método consiste en estimar la rigidez y masa de la estructura para determinar el periodo natural de vibración en cada dirección, luego se obtiene la aceleración correspondiente del espectro de diseño definido, y finalmente se calcula la fuerza sísmica. (Maldonado, Canas, Casas, & Pujades, 1998)

##### 2.3.4.1. PERIODO FUNDAMENTAL

El periodo fundamental de la estructura  $T$ , expresada en función de las propiedades del modelo, rigidez  $k$  y masa  $m$ , se indica a continuación.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2-23)$$

### 2.3.4.2. CORTANTE BASAL

La cortante total en la base de una estructura para cada dirección,  $V_{b,i}$ , es decir la fuerza sísmica equivalente, se obtiene aplicando la segunda ley de Newton, donde  $S_a$  es la aceleración del sismo.

$$V_{b,i} = m \times S_{a,i} \quad (2-24)$$

### 2.3.4.3. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

El desplazamiento máximo lateral para cada dirección,  $d_i$ , se obtiene aplicando la ley de Hooke y despejando  $m$  de la ecuación (2-23), se puede expresar como:

$$d_i = \frac{V_{b,i}}{k} = \left( \frac{T_i}{2\pi} \right)^2 \times S_{a,i} \quad (2-25)$$

## 2.4. CONSTRUCCIÓN SOSTENIBLE

Se toma de referencia (Plúa Gutiérrez, 2012), donde plantea y pone de manifiesto el estudio del uso del pretensado parcial para mejorar la sostenibilidad en la construcción de puentes, como a continuación detallaremos.

### 2.4.1. BASES DE LA SOSTENIBILIDAD

Una actividad sostenible es aquella que se puede mantener en el tiempo y que tiene por principios básicos:

- Minimizarse el consumo de recursos.
- Cerrarse los ciclos de consumo de materiales no renovables.
- Preferencia de materiales renovables y las fuentes naturales de energía.
- Contribución al bien común y no sólo al bien privado.

### 2.4.2. PROBLEMAS DEL SISTEMA SOSTENIBLE

Es importante saber cómo afectan y a qué afectan los cambios ambientales. Entre los principales problemas tenemos:

- Cambio climático.
- Deterioro de la capa de ozono.
- Contaminación del aire.
- Ruido.
- Minería.
- Capa superficial del suelo.

En el presente trabajo nos enfocaremos en los daños concernientes al cambio climático.

### 2.4.3. MEDICIÓN DE LA SOSTENIBILIDAD

En la Conferencia de las Naciones Unidas sobre el Medio Ambiente y el Desarrollo (Río de Janeiro, 1992), la Agenda 21, insta por primera vez plantear un método para medir la sostenibilidad a través de indicadores, como herramienta para la evaluación medioambiental, la dimensión social y la dimensión económica.

Así pues, el principal objetivo de medir la sostenibilidad es supervisar la evolución de variables e indicadores a lo largo del tiempo para así escoger metas para el futuro y determinar a qué distancia estamos de estas.

Para ello, los indicadores y/o variables se suelen ponderar, el cual se puede obtener a partir de diferentes metodologías como pueden ser:

- El análisis de ciclo de vida (ACV) descrita en las normas ISO 14040 y 14044.
- La huella ecológica o la huella de carbono, descrita esta última en las normas ISO 14064 y 14067.
- El índice de contribución de la estructura a la sostenibilidad (ICES) que se encuentra en el anejo 13 de la EHE-08.

Esta última permite valorar cuantitativamente la contribución de la estructura a cumplir los criterios de sostenibilidad, para ello se ha desarrollado el índice de sensibilidad medioambiental (ISMA). Estos índices se obtienen a partir de diversos parámetros relacionados al plano medioambiental, social y económico; el ISMA valora la disminución del consumo de recursos naturales, emisión de contaminantes, ahorro energético y reciclaje entre otros. Respecto a los parámetros sociales y económicos, se valora la formación y seguridad del trabajador, aplicación de resultados de investigación, periodo de vida útil de la estructura, entre otros.

#### 2.4.3.1. ANÁLISIS DE CICLO DE VIDA (ACV)

El ACV es un proceso para evaluar los impactos ambientales asociadas a un producto, proceso o actividad, identificando y cuantificando el uso de materia, energía y vertidos al entorno para llevar luego practicar estrategias para la mejora ambiental. Las etapas del ciclo de vida se esquematizan claramente en la siguiente Figura 2-17.

La metodología para la evaluación de impactos de ciclo de vida se divide según el objetivo final, en puntos intermedios o finales:

- Evaluación del impacto ambiental (midpoint), cuantificando los efectos intermedios de las diversas categorías, sobre el ser humano.
- Evaluación del daño (end point), analiza el efecto último del impacto ambiental sobre el hombre y sistemas naturales.

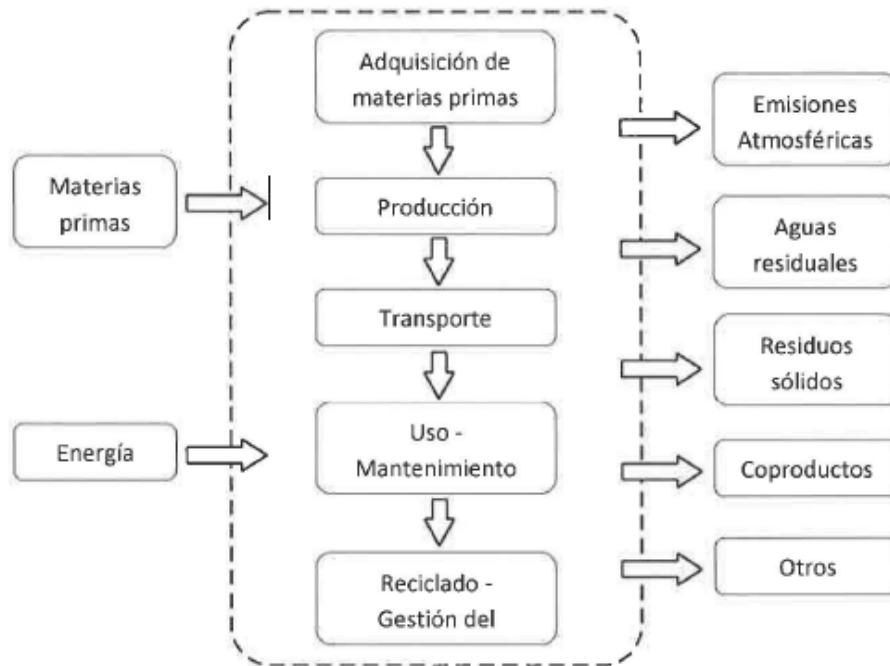


Figura 2-17 Etapas del ciclo de vida (Plúa Gutiérrez, 2012)

Existen varios métodos de ACV, el Impact 2002+, abarca las dos líneas de metodología citadas arriba, y los efectos considerados son: calidad del ecosistema, salud humana, recursos y cambio climático. Nuestro interés está en el **cambio climático** (calentamiento global) expresado en kg CO<sub>2</sub> eq para ello existen factores de conversión de volumen de hormigón, peso de acero, según el tipo de fabricación (construcción in situ, prefabricados) tiempo o distancia para el transporte de materiales y los obtendremos del Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña, ITEC.

El resultado son las emisiones totales de kg CO<sub>2</sub> eq a la atmósfera y coste energético (MJ o kW) provenientes del material en sí y del consumo de energía empleada para su fabricación y transporte.

#### 2.4.3.2. ÍNDICE DE CONTRIBUCIÓN DE LA ESTRUCTURA A LA SOSTENIBILIDAD (ICES)

El ICES es una medida cualitativa de un proyecto de construcción, definido por el índice de sensibilidad medioambiental (ISMA), pero contemplando factores de corrección. Un factor es sobre la contribución por extensión de la vida útil nominal de la estructura,  $b$ , es decir la amortización de los impactos está asociado a la durabilidad de las obras. El otro factor,  $a$ , considera la contribución social, es decir la aplicación de métodos resultado de proyectos de I+D+i: formación de trabajadores, medidas de seguridad y salud adicionales a las reglamentarias; página web pública de información de la obra; y declaración como interés general por la administración. Todo esto se plasma en (2-26) :

$$ICES = a + b \times ISMA \leq 2 \times ISMA \leq 1 \quad (2-26)$$

Se puede clasificar el ICES de acuerdo a los siguientes intervalos, donde A es la máxima contribución a la sostenibilidad y E es la mínima.

Nivel A:	$0.81 \leq ICES \leq 1.00$
Nivel B:	$0.61 \leq ICES \leq 0.80$
Nivel C:	$0.41 \leq ICES \leq 0.60$
Nivel D:	$0.21 \leq ICES \leq 0.40$
Nivel E:	$0.00 \leq ICES \leq 0.20$

### Índice de sensibilidad medioambiental de la estructura de hormigón (ISMA)

La EHE-08, presenta la expresión del cálculo del ISMA, ecuación (2-28), apoyado en los requerimientos, criterios e indicadores que se muestran en la Figura 2-18.

$$ISMA = \sum_{i=1}^{i=11} \alpha_i \cdot \beta_i \cdot \gamma_i \cdot V_i \quad (2-27)$$

Donde:

$$V_i = K_i \left[ 1 - e^{-m_i \left( \frac{P_i}{n_i} \right)^{A_i}} \right] \quad (2-28)$$

$\alpha_i, \beta_i, \gamma_i$  son los coeficientes de ponderación de cada requerimiento, criterio e indicador, respectivamente.

$K_i, m_i, n_i, A_i$  son parámetros cuyos valores dependen del requerimiento.

$P_i$  Parámetro que depende de las condiciones reales del proyecto u obra, se apoya en una serie de tablas.

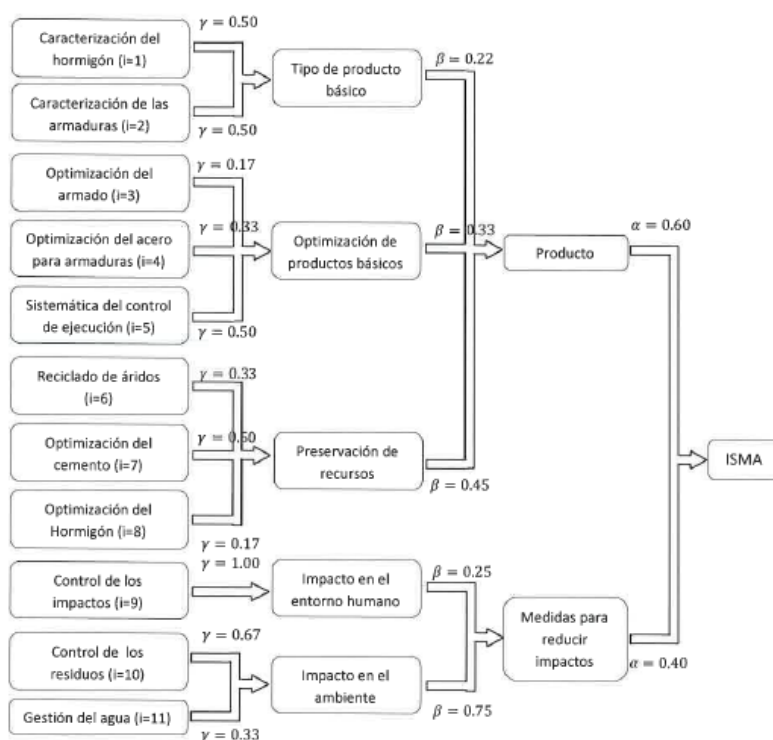


Figura 2-18 Árbol de requerimientos para la medición del ISMA de un proyecto de estructura de hormigón (Comisión Permanente del Hormigón, 2008)



## CAPÍTULO 3.

### CASO DE ESTUDIO

*"La obra se incrusta en el medio geográfico, modificándolo en los aspectos, físico y humano, alterando además su evolución en ambas direcciones. Al incorporarse al paisaje adquiere expresión geográfica permanente"*

(C. Fernández Casado, 1948)

#### 3.1. CASO DE ESTUDIO

Tomaremos como referencia un puente en Cataluña por la disponibilidad de información del proyecto, pero se evaluará posteriormente como si estuviera ubicado en una zona sísmica.

##### 3.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO INICIAL

El puente en estudio, a nivel de proyecto, reemplazará al actual puente sobre el río Tordera, entre Blanes (Girona) y Malgrat de Mar (Maresme), se sitúa sobre una de las carreteras de la Diputación de Girona (GIP-6831) y de Barcelona (BV-6001).



Figura 3-1 Fotografía del puente actual sobre el río Tordera.



El puente es de hormigón pretensado HP-45 del tipo interior (post-tensado) y adherente, del tipo losa aligerada de canto variable, continuo de cinco vanos, consta de dos calzadas, dos arcenes y un carril peatonal y de bicicletas. Construido in situ y en 3 fases. La primera fase, vaciado y tesado de tendones de los 2 primeros vanos y un volado de 12m; la segunda fase, vaciado y tesado de tendones de los vanos restantes; y la última fase, tesado de tendones del vano central.



Figura 3-2 Ubicación del puente sobre el río Tordera en estudio.

### 3.1.2. GEOMETRÍA DEL PROYECTO INICIAL

#### 3.1.2.1. TRANSVERSAL

Como se aprecia a continuación, el ancho superior del tablero es 13.325m, de los cuales 3.226m están destinados al carril de peatones y ciclistas y 9m a las calzadas y arcenes, distribuidos como se muestra en la Figura 3-3. El canto del tablero en apoyos sobre pilas tiene una altura de 2.40m y en centro de vano y apoyos sobre estribos, 1.40m. Consta a lo largo del puente de 6 aligeramientos de diámetro 0.70m, salvo en secciones de apoyo (sobre pila y estribos) y en zona de empalme de tendones.

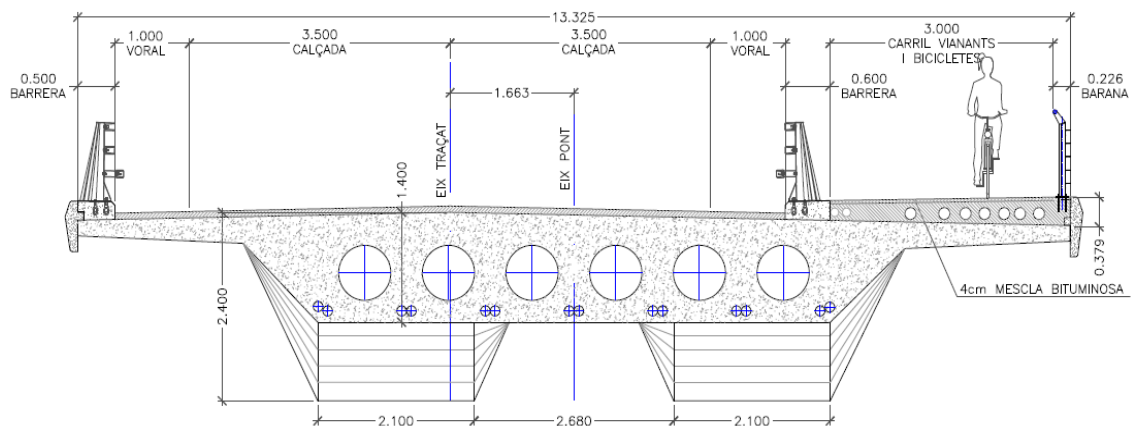


Figura 3-3 Sección típica de tablero del puente sobre el río Tordera. (Consultor Enginyeria Reventos, 2016)

La sección de la pila, Figura 3-4, consta de dos columnas y una viga cabezal que las confina, de medidas indicadas en Figura 3-5.

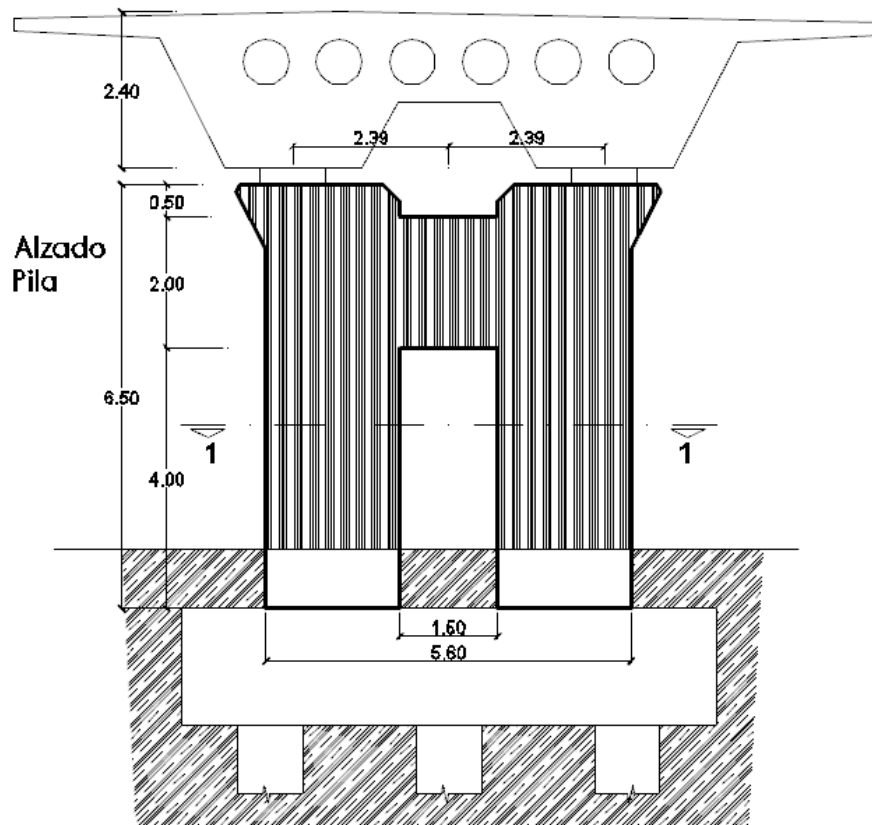
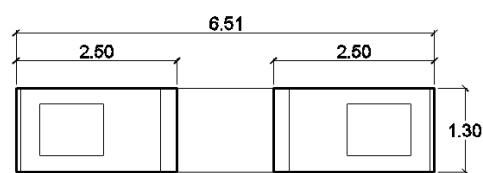
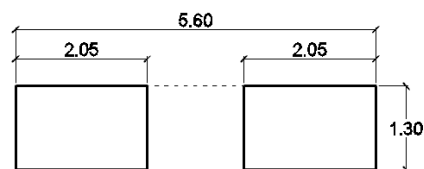


Figura 3-4 Alzado transversal de pila del puente sobre el río Tordera



Planta Pila



Corte 1-1 Pila

Figura 3-5 Planta y sección de pila del puente sobre el río Tordera

### 3.1.2.2. LONGITUDINAL

Como se aprecia en la Figura 3-6, la longitud total del puente de ejes de estribos es de 219.30m, de los cuales los dos vanos extremos tienen una luz de 33.15m y los tres vanos centrales, 51m. De trazo recto en planta y con bombeo longitudinal.

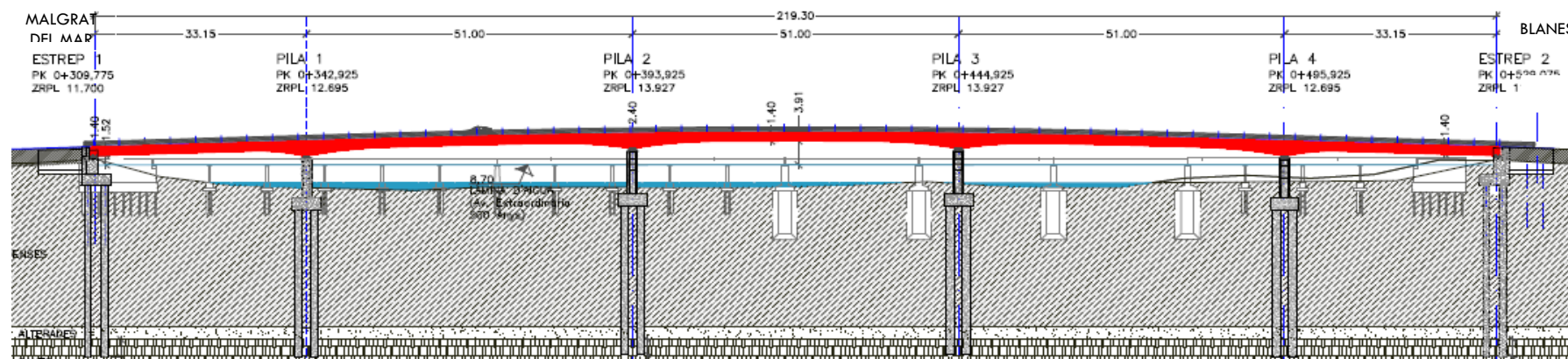


Figura 3-6 Alzado longitudinal del puente sobre el río Tordera. (Consultor Enginyeria Reventos, 2016)

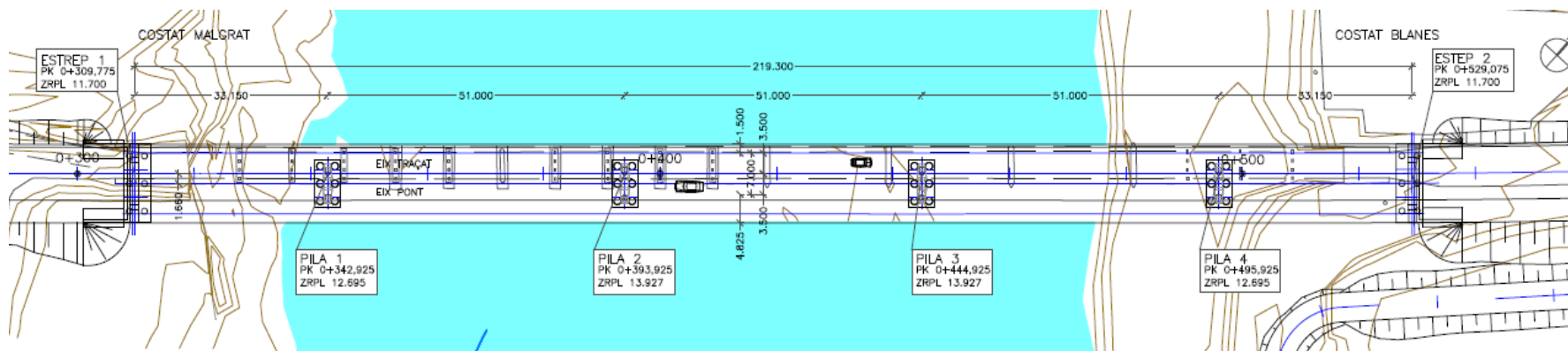


Figura 3-7 Trazo en planta del puente sobre el río Tordera. (Consultor Enginyeria Reventos, 2016)

### 3.1.3. MATERIALES

#### 3.1.3.1. HORMIGÓN

El hormigón del tablero será HP-45, pretensado de alta resistencia  $f'_c = 45$  MPa.

#### 3.1.3.2. ARMADURA PASIVA

La armadura pasiva será B500SD,  $f_y = 500$  MPa.

#### 3.1.3.3. ARMADURA ACTIVA

La armadura pasiva será Y1860S7  $\Phi 16$ mm (área de  $150\text{mm}^2$  por cordón),  $f_p = 1860$  MPa.

Factor de curvatura de fricción  $\mu = 0.21$  y factor de fricción oscilante  $k = 0.00126$  1/m pues la vaina de acero corrugado es de  $\phi_{int} = 130$ mm. Consideramos un deslizamiento del anclaje de 5mm.

Para la fase 1 y fase 2, cada una, consta de 14 tendones de 37 cordones, área de  $5550\text{mm}^2$  por cada tendón. La fase 3, de 4 tendones de 24 cordones, área de  $3600\text{mm}^2$  cada uno.

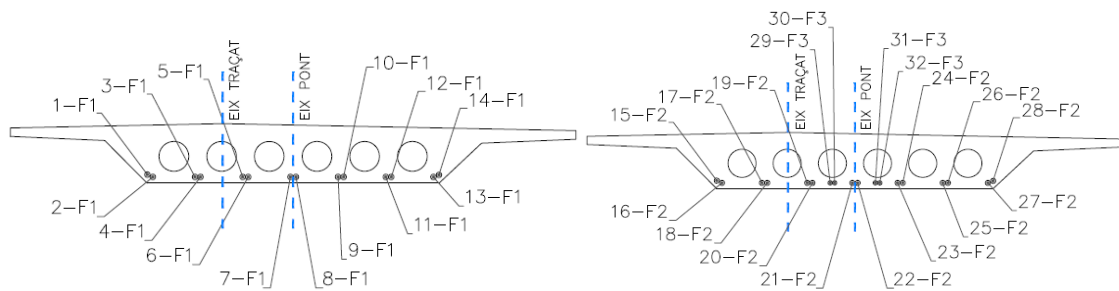
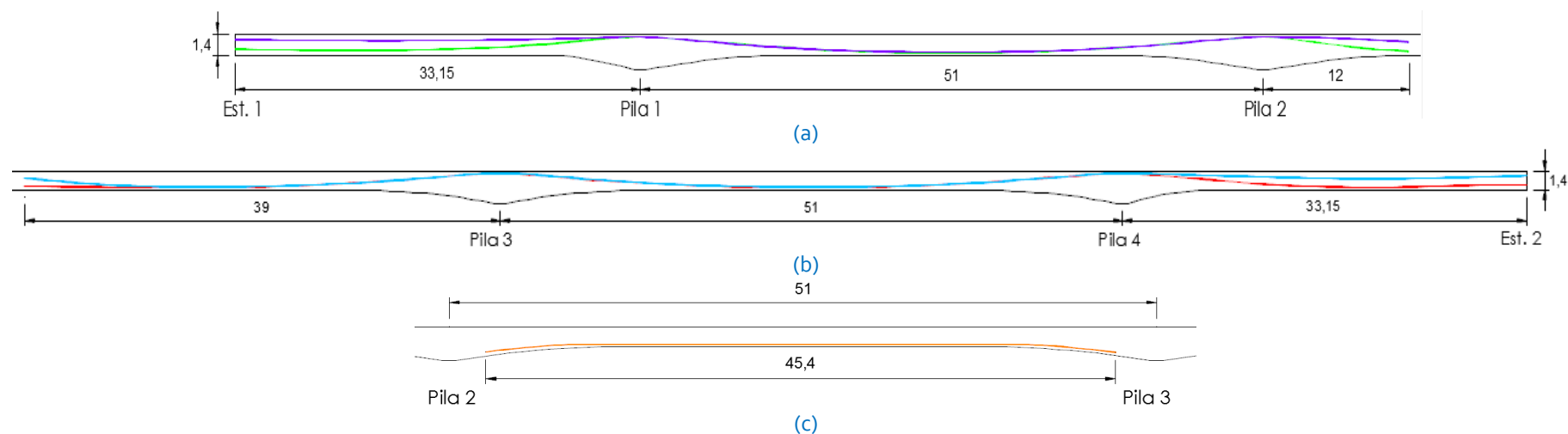
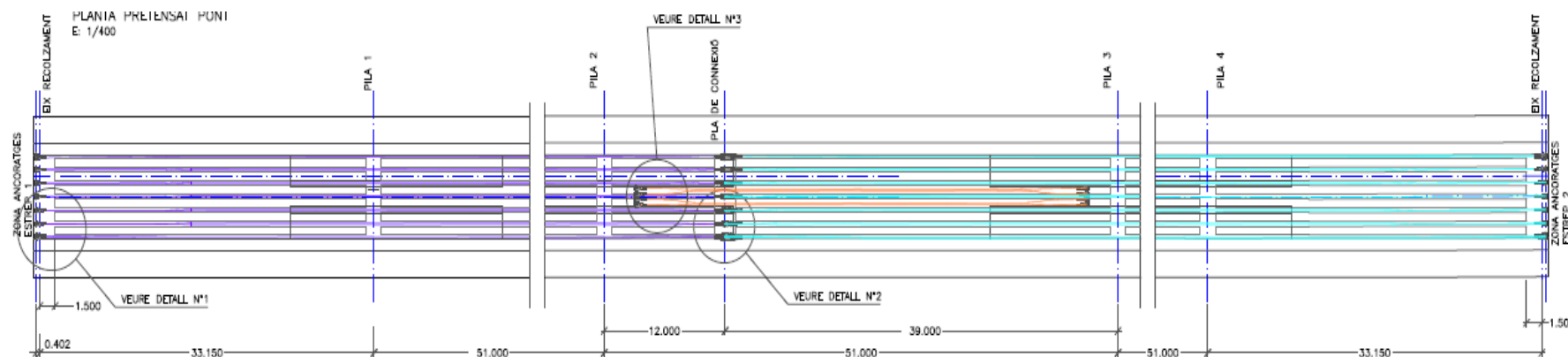


Figura 3-8 Disposición de tendones: F1 (izquierda) F2 y F3 (derecha). (Consultor Ingeniería Reventos, 2016)

Trazado de tendones por fases del proceso constructivo:



### 3.1.3.4. APARATOS DE APOYOS

Los apoyos sobre las pilas P2 y P3 son del tipo pot unidireccional (longitudinal) y el resto de pila y ambos estribos son de neopreno zunchado. Para el análisis que realizaremos en el presente trabajo, flexión longitudinal, nos concierne para definir el tipo de la rigidez para las pilas.

### 3.1.4. CARGAS

El Eurocódigo 1 (Comité Europeo de Normalización, Eurocódigo 1: Acciones sobre las Estructuras, 2010) y apoyados en la IAP-11, establece los pesos específicos de materiales para la determinación de las cargas actuantes de y sobre la estructura. También se indican las cargas y combinaciones correspondientes al tablero, las que se aplicarán en nuestro caso de estudio y se visualizarán en 3.2 Modelo Numérico más adelante.

#### 3.1.4.1. CARGA PERMANENTE

a) De valor constante:

- Peso Propio

Se considera el peso específico del hormigón armado y pretensado de 25 kN/m<sup>3</sup>.

- Carga Muerta

El peso específico del hormigón para la acera (e=0.30m) es de 24 kN/m<sup>3</sup>, el de la carpeta de rodadura (e=0.10m) 23 kN/m<sup>3</sup> y el de las barandas consideramos 10 kN/m. Valores según la siguiente Tabla 3.1-a Pesos específicos de diversos materiales (kN/m<sup>3</sup>) (Ministerio de Fomento, 2011).

$$DW_{pavimento,sup} = 1.5 \times (a \times e \times \gamma) = 10.35 \text{ kN/m (por cada carril virtual)}$$

$$DW_{acera} = (a \times e \times \gamma) = 25.20 \text{ kN/m}$$

b) De valor no constante:

- Pretensado interior

La fuerza de tesado es de 204 kN por cordón. Para la fase 1 y fase 2, cada una, de 14 tendones de 37 cordones, de 7548 kN por cada tendón. La fase 3, de 4 tendones de 26 cordones, 4896 kN por cada tendón.

- Reología

Para el comportamiento diferido de la estructura (pérdidas totales) consideramos la acción de la retracción y fluencia del hormigón y relajación de la armadura activa.



### 3.1.4.2. CARGA VIVA

#### a) Sobre Carga de Uso

Para la calzada, definiremos LM1 como el modelo de carga de tráfico de puentes de carreteras, el mismo que considera la actuación de un vehículo pesado (tándem) de 2 ejes y una carga uniformemente distribuida sobre 3 carriles nominales de 3m de ancho para nuestro caso (ancho calzada  $w \geq 6$  m), según los valores indicados (Comité Europeo de Normalización, Eurocódigo 1: Acciones sobre las Estructuras, 2010).

Para la acera, se considera la actuación de una carga peatonal y de bicicletas uniformemente distribuida de 5 kN/m<sup>2</sup>.

#### b) Gradiente Térmico

Se consideró una gradiente de  $\pm 30$  °C a lo largo de toda la altura de la sección del tablero.

### 3.1.4.3. COMBINACIONES DE CARGA

El Eurocódigo 0 (Comité Europeo de Normalización, Eurocódigo 0: Bases de Diseño Estructural, 2010), establece el valor de cálculo de las combinaciones de carga para comprobaciones según el estado límite:

#### a) Estado Límite Último (ELU)

Para nuestro caso emplearemos la combinación en Situación Persistente o Transitoria y su correspondiente comprobación de Resistencia (STR) usándose los coeficientes parciales que indica la Tabla 6.2-b Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (para comprobaciones resistentes) de la IAP (Ministerio de Fomento, 2011), según sugiere el Eurocódigo 0.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

#### b) Estado Límite de Servicio (ELS)

- Combinación característica (poco probable o rara)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Combinación cuasi-permanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Para lo cual emplearemos la Tabla 6.2-c Coeficientes parciales para las acciones  $\gamma_F$  (ELS) y Tabla 6.1-a Factores de simultaneidad  $\psi$  de la IAP-11 (Ministerio de Fomento, 2011).

En resumen, para nuestro caso, tenemos las siguientes situaciones desfavorables:

- Combinación de Resistencia:  $1.35 \times (PP + CM) + 1.35 \times SC_{tráfico s/\psi} + 1.5 \times 0.6 \times GT$
- Combinación Característica:  $1 \times (PP + CM) + 1 \times SC_{tráfico s/\psi} + 1 \times 0.6 \times GT$
- Combinación Frecuente:  $1 \times (PP + CM) + 1 \times SC_{tráfico c/\psi} + 1 \times 0.5 \times GT$
- Combinación Cuasi-Permanente:  $1 \times (PP + CM) + 1 \times 0 \times SC_{tráfico} + 1 \times 0.5 \times GT$

### 3.2. MODELO NUMÉRICO

Escogimos el software Midas Civil 2016 por la facilidad de ingresar datos y visualización de resultados durante las fases constructivas.

#### 3.2.1. MODELIZACIÓN

A efectos del análisis a flexión generalizada, discretizamos las barras solamente longitudinalmente; en vista de que no realizaremos el cálculo de los apoyos y a efectos de obtener la ley de esfuerzos y deformada, modelizamos como apoyo fijo en el estribo izquierdo y el resto de apoyos libres.

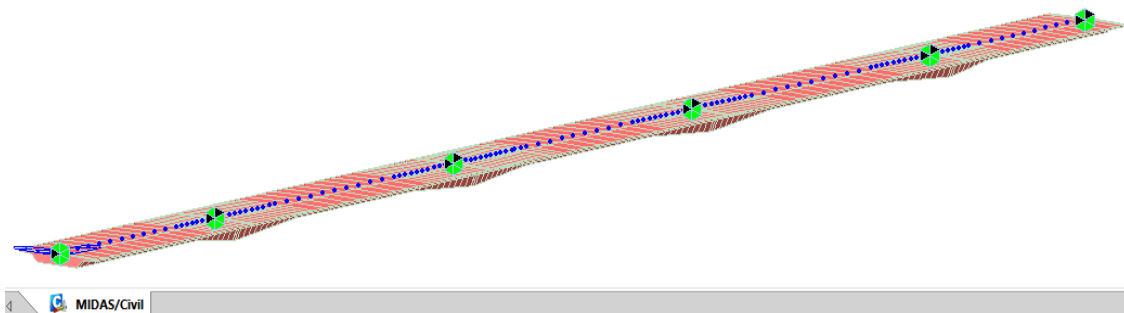


Figura 3-11 Modelo del puente en el Midas Civil.

#### 3.2.2. CARGAS ACTUANTES

- Todas las cargas detalladas en 3.1.4 Cargas son ingresadas al modelo, teniendo en cuenta las excentricidades de las áreas de calzadas, acera, barandas, carriles virtuales según corresponda. A continuación se muestran la definición (Figura 3-12) y acción sobre el tablero (Figura 3-13) de la sobre carga de uso.



**Define Standard Vehicular Load (Left: Vehículo EC)**

Standard Name: EN 1991-2:2003 - RoadBridge

Vehicular Load Properties:

Vehicular Load Name: Vehículo EC

Vehicular Load Type: Load Model 1

Diagram: Shows a tandem system with two point loads  $\alpha_{Qk}Q_{ik}$  and a uniformly distributed load  $\alpha_{Qk}q_{ik}$  over a 1.2 m span. Legend:  $\alpha_{Qk}Q_{ik}$  : Tandem System,  $Q_{ik}$ ;  $\alpha_{Qk}q_{ik}$  : UDL System,  $q_{ik}$ . Dynamic amplification factor included.

Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (kN)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads (kN/m <sup>2</sup> )
Lane Number1	1	300	1	9
Lane Number2	1	200	1	2.5
Lane Number3	1	100	1	2.5
Other Lanes & Remaining Area	0	0	1	2.5

Psi factor for Tandem System: 0.75

Psi factor for UDL System: 0.4

**Define Standard Vehicular Load (Right: Peatones EC)**

Standard Name: EN 1991-2:2003 - Footway and FootBridge

Vehicular Load Properties:

Vehicular Load Name: Peatones EC

Vehicular Load Type: Uniform load (Road bridge footway)

Diagram: Shows a uniform load  $W$  over a span.

W: 5 kN/m<sup>2</sup>

Psi factor: 0.4

Figura 3-12 Vehículos de carga: Vehículo EC (izquierda) y Peatones EC (derecha).

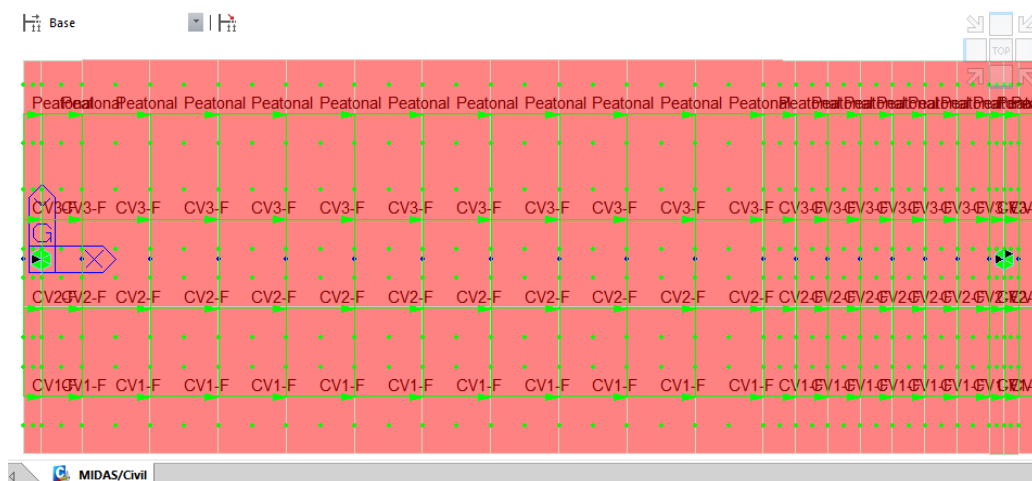


Figura 3-13 Carriles de tráfico (carriles virtuales CV1, CV2, CV3 y peatonal)

Mostramos también la definición del caso de carga móvil correspondiente a la sobre carga de uso, consideraremos una con los factores de simultaneidad (combinación frecuente), Figura 3-14, y otra ignorándolos (combinación característica y la de resistencia-ELU) y la definición de las propiedad reológicas del hormigón, Figura 3-15.

**Define Moving Load Case**

Load Case Name : SC Tráfico

Description : Vehículo+Peatones

Select Load Model

- ☒ LM 1, FLM 1/ Footbridge
- ☐ LM 2,3,4 / FLM 2,3,4 / Footbridge / Permit Truck
- ☐ LM 1 & 3 Multi
- ☐ LM 1 & 3 Multi (Straddling)
- ☐ Railway Bridge

☐ Ignore Psi Factor:

Load Case Data

Vehicle : Vehículo EC

Footway : Peatones EC

Assignment Lanes

Line of Lanes	Selected Lanes	Footway Lanes
	CV1 CV2 CV3	Peatonal

Remaining Area

OK Cancel Apply

Figura 3-14 Caso de carga móvil (SC Tráfico)

**Add/Modify Time Dependent Material (Creep / Shrinkage)**

Name : Reología Code : European

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (fck) : 45000 kN/m<sup>2</sup>

Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) : 70 %

Notional size of member : 0.868 m

$h = 2 * A_c / u$  ( $A_c$  : Section Area,  $u$  : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement

- ☐ Class S
- ☒ Class N
- ☐ Class R

Type of code

- ☐ EN 1992-1 (General Structure)
- ☒ EN 1992-2 (Concrete Bridge)
- ☐ Use of silica-fume

Age of concrete at the beginning of shrinkage : 28 day

Show Result... OK Cancel Apply

Figura 3-15 Definición de propiedades reológicas.

### 3.2.3. LEYES DE ESFUERZOS

#### 3.2.3.1. MOMENTOS

Se analizará para la situación de Vacío, es decir se obtendrán los valores correspondientes al peso propio para las 3 fases del proceso constructivo. También se obtendrá la ley de momentos para la situación de Servicio, tanto para los estados límite de servicio: combinación de carga Poco Probable o Característico, Frecuente y Cuasi Permanente; y para el estado límite último en la situación Persistente Transitoria y la combinación de carga de Resistencia, todos para la situación desfavorable.

A continuación mostramos un resumen de dichas solicitaciones y amparados en la Figura 0-1, Figura 0-2, Figura 0-3, Figura 0-4 y Figura 0-5 de los Anejos.

Sección	MOMENTOS (kN.m)						
	Vacío			Servicio			
	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Cuasi Permanente	Frecuente	Característica	ELU Persist. Transit. - Resistencia
<b>Vano 1</b>	6,966.60	9,275.70	9,315.90	16,260.40	24,384.60	31,075.20	42,619.70
<b>Vano 2</b>	36,606.60	28,288.90	28,148.60	44,225.60	54,704.10	64,757.80	89,052.20
<b>Vano 3</b>	-	23,060.00	23,024.00	36,413.00	46,872.10	56,600.60	77,795.70
<b>Vano 4</b>	-	18,559.40	18,910.70	24,349.70	33,400.40	40,789.50	55,065.80
<b>Vano 5</b>	-	12,553.80	12,801.70	16,068.80	23,204.30	28,725.30	38,779.10
<b>Pila 1</b>	-74,508.30	-67,015.60	-66,857.80	-81,148.50	-92,300.40	-103,740.90	-140,050.20
<b>Pila 2</b>	-22,995.90	-46,604.50	-47,019.70	-76,125.60	-89,460.30	-105,029.00	-143,129.10
<b>Pila 3</b>	-	-76,634.50	-78,000.90	-107,615.20	-121,034.90	-136,777.40	-186,041.70
<b>Pila 4</b>	-	-53,638.20	-54,599.70	-68,857.90	-79,961.00	-91,355.10	-123,329.40

Tabla 3-1 Momentos en situación de Vacío y Servicio en todas las secciones del puente.

## 3.2.3.2. DEFORMADA

## a) Sobre Carga Frecuente

Según la IAP-11, indica que la comprobación de flecha en puentes carreteros con acera peatonal debe ser menor que  $L/1200$ , para la resultante de la sobrecarga de uso frecuente.

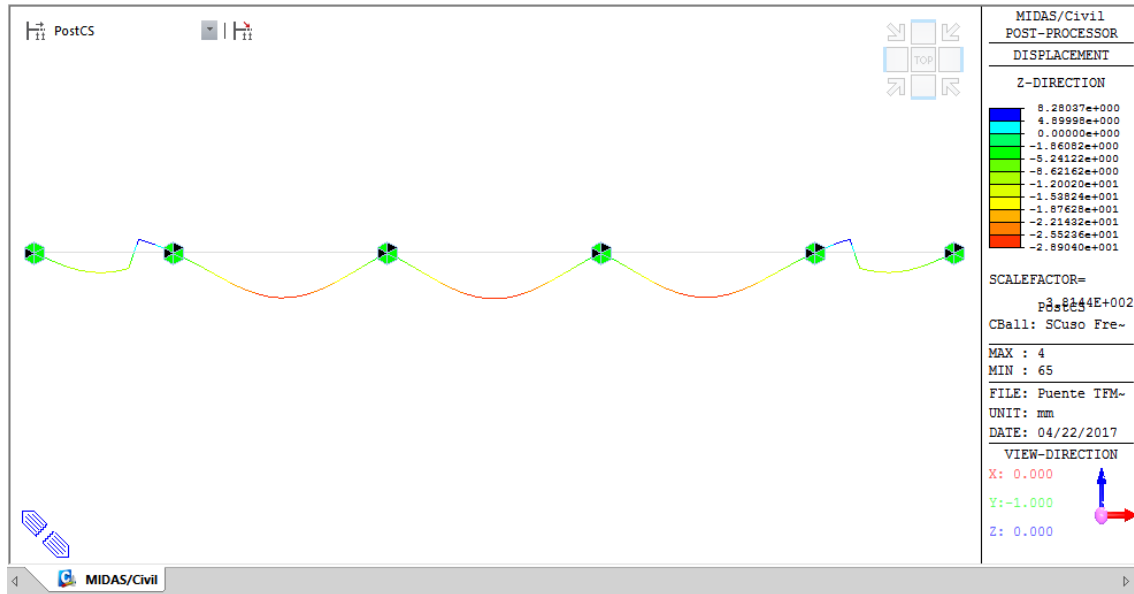


Figura 3-16 Deformada de combinación frecuente de sobre carga de uso.

### 3.2.4. DETERMINACIÓN DE LAS SECCIONES CRÍTICAS

Inicialmente realizamos un análisis comparativo de los momentos actuantes en todas las secciones de apoyo y centro de luz de vano, en situación de vacío y de servicio, es así que obtenemos la Tabla 3-2, de la cual podemos apreciar los máximos esfuerzos en servicio y su correspondiente menor esfuerzo en vacío. Se tiene que la Pila 3 y Vano 2 son las secciones de mayores solicitaciones.

Sección	MOMENTOS (kN.m)					
	Vacío		Servicio			
	Fase 2	Fase 3	Cuasi Permanente	Frecuente	Característica	ELU Persist. Transit. - STR
<b>Vano 2</b>	-	28,148.60	44,225.60	54,704.10	64,757.80	89,052.20
<b>Vano 3</b>	-	23,024.00	36,413.00	46,872.10	56,600.60	77,795.70
<b>Pila 3</b>	-76,634.50	-	-107,615.20	-121,034.90	-136,777.40	-186,041.70

Tabla 3-2 Momentos en situación de Vacío y Servicio en todas las secciones del puente.

#### 3.2.4.1. EXCENTRICIDAD HIPERESTÁTICA

Como se detalló en 2.2.6.3, realizaremos el cálculo de excentricidades hiperestáticas  $e_{hip}$ , excentricidades equivalentes  $e^*$  y pérdidas de carga instantáneas para las secciones definidas anteriormente y además para el vano 3 ya que es el más alejado del punto de tesado, Tabla 3-3, apoyados en los momentos hiperestáticos  $M_{hip}$  del pretensado y fuerzas de tesado  $P_i$ , ver Figura 0-6 y Figura 0-7 de los Anejos.

	Excentricidades (m) y Pérdida de Carga Instantánea (%)						
	VANO 2			VANO 3		PILA 3	
	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 2	Fase 3	Fase 2	Fase 3
<b><math>e_{real}</math></b>	-0.596	-0.596	-0.596	-0.596	-0.596	0.891	0.891
<b>CS: Tendon Secondary <math>M_{hip}</math> (kN.m)</b>	10,527.50	15,384.40	18,000.00	23,555.60	30,552.80	34,075.10	40,876.50
<b>Pretensado inicial <math>P_0</math> (kN)</b>	105,672.00	105,672.00	105,672.00	125,256.00	125,256.00	105,672.00	105,672.00
<b>CS: Tendon Primary <math>P_i</math> (kN)</b>	94,258.50	93,793.60	93,680.80	79,712.10	96,460.10	84,695.00	84,423.90
<b>Pérdida de Carga Instantánea</b>	10.801%	11.241%	<b>11.348%</b>	36.361%	<b>22.990%</b>	<b>19.851%</b>	20.108%
<b><math>e_{hip}</math> (m)</b>	0.112	0.164	0.192	0.296	0.317	0.402	0.484
<b><math>e^*</math> (m)</b>	-0.484	-0.432	<b>-0.403</b>	-0.300	<b>-0.279</b>	<b>1.29</b>	1.375

Tabla 3-3 Excentricidad Equivalente y Pérdidas de Carga Instantáneas en secciones del puente.

### 3.2.4.2. PÉRDIDAS TOTALES DE CARGA

Para obtener las pérdidas totales, debemos conocer el comportamiento diferido de la estructura, para eso realizaremos un modelo considerando las propiedades reológicas de los materiales y duración de las fases constructivas como se aprecian en la Figura 3-17.

Name	Duration	Date	Step
Fase 1	0	0	0
Entretiempo F1-F2	90	90	0
Fase 2	0	90	0
Entretiempo F2-F3	7	97	0
Fase 3	0	97	0
Pérdidas Totales 100años	36403	36500	0

(a)

(b)

Figura 3-17 a: Definición de fases constructivas del puente y b: reología del hormigón en Midas Civil.

Es así que tenemos los axiles de pretensado en la fase constructiva al cabo de 100 años, vida útil estimada del puente, Figura 3-18, para luego calcular las pérdidas totales, es decir las que incluyen las pérdidas instantáneas y diferidas.

	Pérdidas de carga total		
	Vano 2	Vano 3	Pila 3
<b>Pretensado inicial (<math>P_i</math>)</b>	105,672.00	125,256.00	105,672.00
<b>CS: <i>Tendon Primary</i> (<math>P_f</math>)</b>	79,984.40	89,076.90	79,189.30
<b>Pérdidas de Carga Total</b>	<b>24.31%</b>	<b>28.88%</b>	<b>25.06%</b>

Tabla 3-4 Excentricidad Equivalente y Pérdidas de Carga Instantáneas en secciones del puente.

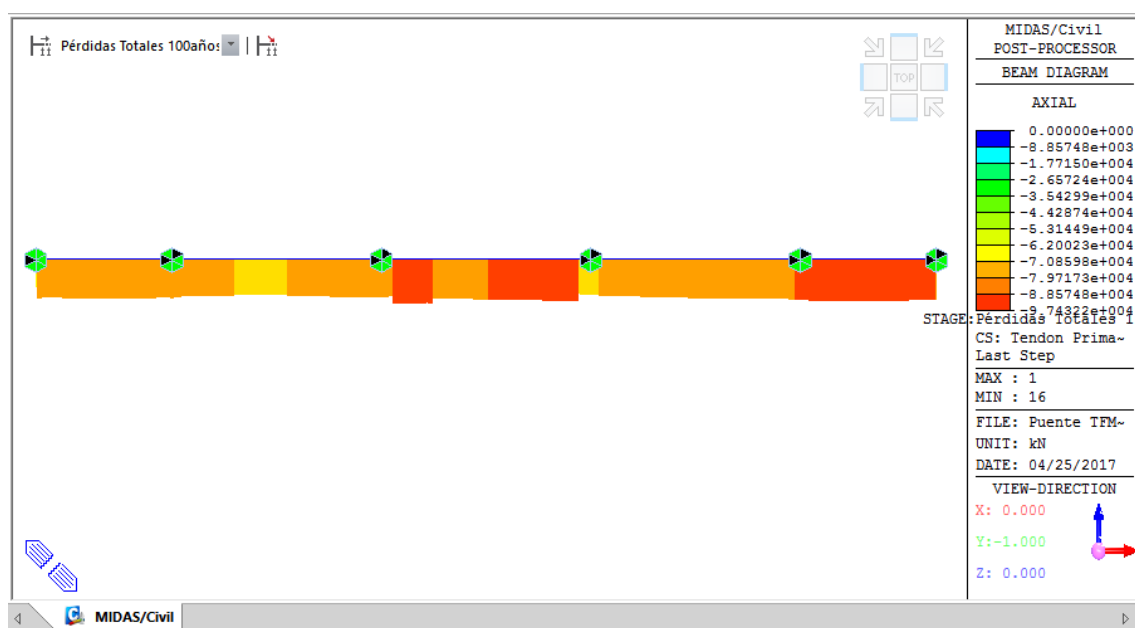


Figura 3-18 Axiles diferidos de pretensado.

### 3.2.4.3. SOLICITACIONES

En conclusión, las secciones críticas del puente son: en apoyo, será la Pila 3 por mayores solicitaciones; y en centro de luz, el Vano 3 debido a la mayor pérdida de carga y consecuente mayor área de pretensado.

Es así que tenemos un resumen de las solicitaciones (momentos) y excentricidades equivalentes a emplear en el diseño del hormigón parcialmente pretensado.

	Momentos y Excentricidad Equivalente	
	Pila Crítica (P3-F2)	Vano Crítico (V3-F3)
<b>CB: Vacío (kN.m)</b>	76,634.50	23,024.00
<b>CB: Cuasi Permanente (kN.m)</b>	107,615.20	36,413.00
<b>CB: Frecuente (kN.m)</b>	121,034.90	46,872.10
<b>CB: Poco Probable (kN.m)</b>	136,777.40	56,600.60
<b>CB: ELU Persist.Transit.-STR (kN.m)</b>	186,041.70	77,795.70
<b>e* (m)</b>	1.29	-0.28
<b>Pérdidas Carga Instantáneas</b>	19.85%	22.99%
<b>Pérdidas Carga Totales</b>	25.06%	28.88%

Tabla 3-5 Solicitaciones de las secciones críticas del puente.

## CAPÍTULO 4.

### OPTIMIZACIÓN DEL DISEÑO

*"Cada material tiene una personalidad específica distinta, y cada forma impone un diferente fenómeno tensional"*

(E. Torroja Miret)

#### 4.1. CRITERIO DE OPTIMIZACIÓN

##### 4.1.1. HORMIGÓN PARCIALMENTE PRETENSADO

A continuación detallaremos el criterio de optimización del diseño estructural con hormigón parcialmente pretensado, indicado en 2.2.5.2 Método de diseño de (Bairán G. & Marí B., 2011). Lo que se mostrará en este apartado, a manera ilustrativa, será la verificación de las secciones críticas sobre apoyo y vano del proyecto inicial (Figura 4-1), luego este procedimiento se efectuará para cada una de las secciones optimizadas que se propondrán.

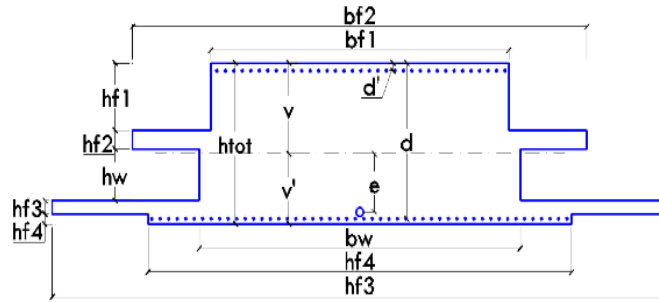
##### 4.1.1.1. DATOS

###### a) Geometría de la Sección Equivalente

Para efectuar el análisis no lineal, vamos a trabajar con las secciones equivalentes (Figura 4-2), es decir que tengan la misma o valores muy próximos al área, centro de gravedad e inercia que las reales; luego discretizaremos dicha sección en 60 fibras para aproximar al comportamiento seccional de la real.

Cabe mencionar que el análisis se realiza considerando momento positivo, es por eso que para la sección en apoyo, invertiremos la geometría, mientras que para la sección de vano no habrá dicha variación.



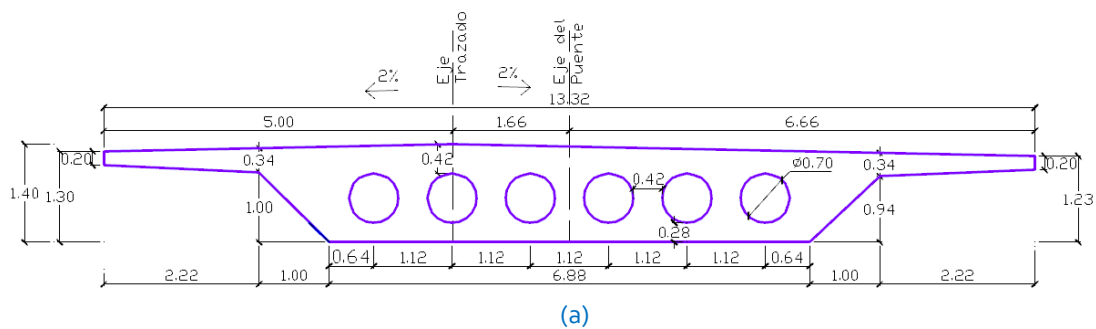


- Sección sobre apoyo Pila 3:

htot=	2,400	mm	d=	2,320	mm	d'=	80	mm
hf1=	1,000	mm	bf1=	5,275	mm			
hf2=	280	mm	bf2=	8,040	mm			
hw=	770	mm	bw=	5,683	mm			
hf3=	200	mm	bf3=	13,320	mm			
hf4=	150	mm	bf4=	7,500	mm			
v'=	1,072	mm						
v=	1,328	mm						
e=	891	mm	e*=	1.29	m			
A=	1.58E+07	mm <sup>2</sup>	I=	7.79E+12	mm <sup>4</sup>			

- Sección en centro de luz Vano 3:

htot	1,400	mm	d=	1,320	mm	d'	80	m
=						=		m
hf1=	150	mm	bf1=	7,500				
hf2=	200	mm	bf2=	13,320				
hw=	770	mm	bw=	5,370				
hf3=	280	mm	bf3=	7,169				
v'=	777	mm						
v=	623	mm						
e <sub>real</sub> =	596	mm	e*=	0.596	m			
A=	9.93E+06	mm <sup>2</sup>	I=	1.80E+12	mm <sup>4</sup>			



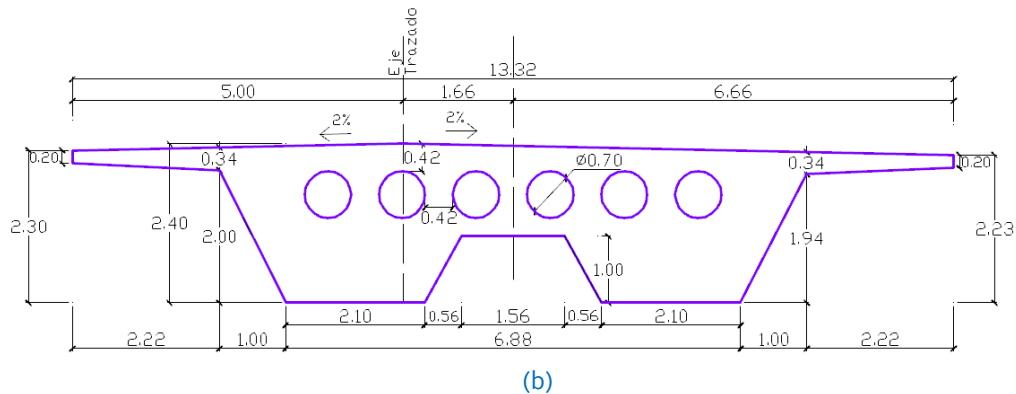


Figura 4-1 Sección en centro luz Vano 3 (a) y sobre apoyo Pila 3 (b) del puente inicial.

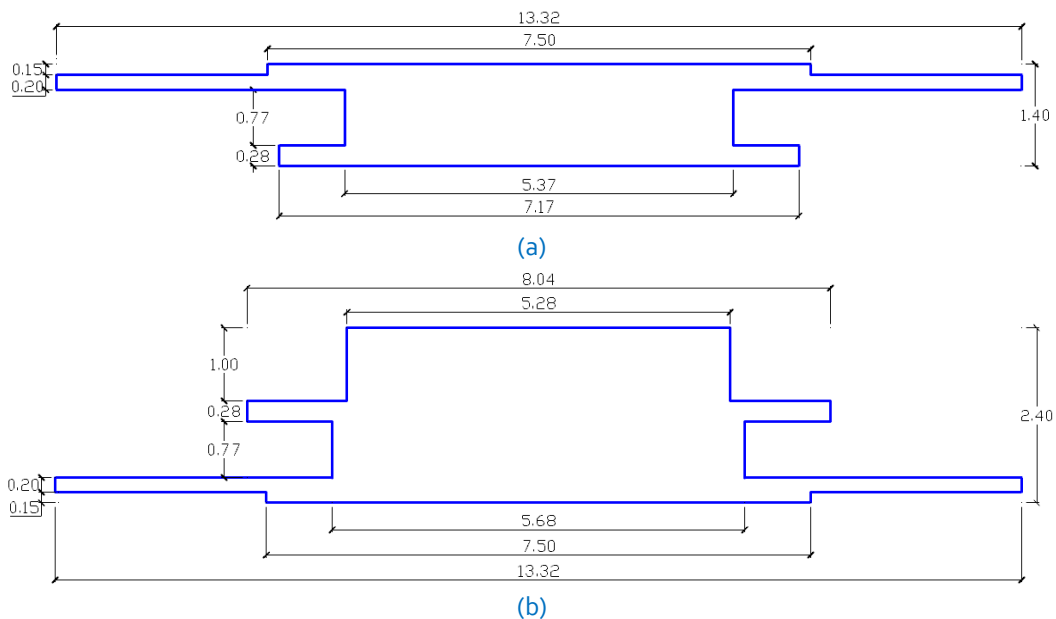


Figura 4-2 Sección Equivalente en centro luz Vano 3 (a) y sobre apoyo Pila 3 (b) del puente inicial.

#### b) Discretización de la Sección Equivalente

Para efectuar el análisis no lineal, vamos a trabajar con las secciones equivalentes (Figura 4-2), es decir que tengan la misma o valores muy próximos al área, centro de gravedad e inercia que las reales; luego discretizaremos dicha sección en 60 capas para aproximar al comportamiento seccional de la real. Donde  $y$  es la posición del centro de gravedad de cada capa, respecto al centro de gravedad de la sección.

Cabe mencionar que el análisis se realiza considerando momento positivo, es por eso que para la sección en apoyo, invertiremos la geometría, mientras que para la sección de vano no será necesario.

## - Secciones Críticas:

Material	#capas	PILA 3					#capas	VANO 3				
		Fibras			Inercia	Área		Fibras			Inercia	Área
		y (mm)	b (mm)	dy (mm)	dI (mm <sup>4</sup> )	dA (mm <sup>2</sup> )		y (mm)	b (mm)	dy (mm)	dI (mm <sup>4</sup> )	dA (mm <sup>2</sup> )
Hormigón	4	-1,053.55	7,500	37.50	3.12E+11	2.81E+05	13	-765.9	7,169	21.54	9.06E+10	1.54E+05
		-1,016.05	7,500	37.50	2.90E+11	2.81E+05		-744.4	7,169	21.54	8.56E+10	1.54E+05
		-978.55	7,500	37.50	2.69E+11	2.81E+05		-722.9	7,169	21.54	8.07E+10	1.54E+05
		-941.05	7,500	37.50	2.49E+11	2.81E+05		-701.3	7,169	21.54	7.59E+10	1.54E+05
	5	-902.3	13,320	40.00	4.34E+11	5.33E+05	13	-679.8	7,169	21.54	7.14E+10	1.54E+05
		-862.3	13,320	40.00	3.96E+11	5.33E+05		-658.2	7,169	21.54	6.69E+10	1.54E+05
		-822.3	13,320	40.00	3.60E+11	5.33E+05		-636.7	7,169	21.54	6.26E+10	1.54E+05
		-782.3	13,320	40.00	3.26E+11	5.33E+05		-615.2	7,169	21.54	5.84E+10	1.54E+05
	19	-742.3	13,320	40.00	2.94E+11	5.33E+05	13	-593.6	7,169	21.54	5.44E+10	1.54E+05
		-702.04	5,683	40.53	1.14E+11	2.30E+05		-572.1	7,169	21.54	5.05E+10	1.54E+05
		-661.51	5,683	40.53	1.01E+11	2.30E+05		-550.5	7,169	21.54	4.68E+10	1.54E+05
		-620.98	5,683	40.53	8.88E+10	2.30E+05		-529	7,169	21.54	4.32E+10	1.54E+05
	31	-580.46	5,683	40.53	7.76E+10	2.30E+05	31	-507.5	7,169	21.54	3.98E+10	1.54E+05
		-539.93	5,683	40.53	6.71E+10	2.30E+05		-484.3	5,370	24.84	3.13E+10	1.33E+05
		-499.41	5,683	40.53	5.74E+10	2.30E+05		-459.4	5,370	24.84	2.82E+10	1.33E+05
		-458.88	5,683	40.53	4.85E+10	2.30E+05		-434.6	5,370	24.84	2.52E+10	1.33E+05
		-418.35	5,683	40.53	4.03E+10	2.30E+05		-409.8	5,370	24.84	2.24E+10	1.33E+05
		-377.83	5,683	40.53	3.29E+10	2.30E+05		-384.9	5,370	24.84	1.98E+10	1.33E+05
		-337.3	5,683	40.53	2.62E+10	2.30E+05		-360.1	5,370	24.84	1.73E+10	1.33E+05
		-296.77	5,683	40.53	2.03E+10	2.30E+05		-335.2	5,370	24.84	1.50E+10	1.33E+05
		-256.25	5,683	40.53	1.51E+10	2.30E+05		-310.4	5,370	24.84	1.29E+10	1.33E+05
		-215.72	5,683	40.53	1.07E+10	2.30E+05		-285.6	5,370	24.84	1.09E+10	1.33E+05
		-175.19	5,683	40.53	7.07E+09	2.30E+05		-260.7	5,370	24.84	9.07E+09	1.33E+05
		-134.67	5,683	40.53	4.18E+09	2.30E+05		-235.9	5,370	24.84	7.42E+09	1.33E+05
		-94.14	5,683	40.53	2.04E+09	2.30E+05		-211.1	5,370	24.84	5.94E+09	1.33E+05
		-53.62	5,683	40.53	6.62E+08	2.30E+05		-186.2	5,370	24.84	4.63E+09	1.33E+05
		-13.09	5,683	40.53	3.95E+07	2.30E+05		-161.4	5,370	24.84	3.47E+09	1.33E+05
		27.44	8,040	40.53	2.45E+08	3.26E+05		-136.5	5,370	24.84	2.49E+09	1.33E+05
	7	67.7	8,040	40.00	1.47E+09	3.22E+05		-111.7	5,370	24.84	1.66E+09	1.33E+05
		107.7	8,040	40.00	3.73E+09	3.22E+05		-86.9	5,370	24.84	1.01E+09	1.33E+05
		147.7	8,040	40.00	7.02E+09	3.22E+05		-62	5,370	24.84	5.13E+08	1.33E+05
		187.7	8,040	40.00	1.13E+10	3.22E+05		-37.2	5,370	24.84	1.84E+08	1.33E+05
		227.7	8,040	40.00	1.67E+10	3.22E+05		-12.3	5,370	24.84	2.03E+07	1.33E+05
		267.7	8,040	40.00	2.30E+10	3.22E+05		12.49	5,370	24.84	2.08E+07	1.33E+05
		307.7	8,040	40.00	3.04E+10	3.22E+05		37.33	5,370	24.84	1.86E+08	1.33E+05
	25	347.7	5,275	40.00	2.55E+10	2.11E+05	9	62.17	5,370	24.84	5.16E+08	1.33E+05
		387.7	5,275	40.00	3.17E+10	2.11E+05		87.01	5,370	24.84	1.01E+09	1.33E+05
		427.7	5,275	40.00	3.86E+10	2.11E+05		111.85	5,370	24.84	1.67E+09	1.33E+05
		467.7	5,275	40.00	4.62E+10	2.11E+05		136.69	5,370	24.84	2.49E+09	1.33E+05
		507.7	5,275	40.00	5.44E+10	2.11E+05		161.53	5,370	24.84	3.48E+09	1.33E+05
		547.7	5,275	40.00	6.33E+10	2.11E+05		186.36	5,370	24.84	4.63E+09	1.33E+05
		587.7	5,275	40.00	7.29E+10	2.11E+05		211.2	5,370	24.84	5.95E+09	1.33E+05
		627.7	5,275	40.00	8.31E+10	2.11E+05		236.04	5,370	24.84	7.43E+09	1.33E+05
		667.7	5,275	40.00	9.41E+10	2.11E+05		260.88	5,370	24.84	9.08E+09	1.33E+05
		707.7	5,275	40.00	1.06E+11	2.11E+05		284.41	13,320	22.22	2.39E+10	2.96E+05
		747.7	5,275	40.00	1.18E+11	2.11E+05		306.63	13,320	22.22	2.78E+10	2.96E+05

Material	#capas	PILA 3					#capas	VANO 3				
		Fibras			Inercia	Área		Fibras			Inercia	Área
		y (mm)	b (mm)	dy (mm)	dI (mm <sup>4</sup> )	dA (mm <sup>2</sup> )		y (mm)	b (mm)	dy (mm)	dI (mm <sup>4</sup> )	dA (mm <sup>2</sup> )
		787.7	5,275	40.00	1.31E+11	2.11E+05	7	328.86	13,320	22.22	3.20E+10	2.96E+05
		827.7	5,275	40.00	1.45E+11	2.11E+05		351.08	13,320	22.22	3.65E+10	2.96E+05
		867.7	5,275	40.00	1.59E+11	2.11E+05		373.3	13,320	22.22	4.12E+10	2.96E+05
		907.7	5,275	40.00	1.74E+11	2.11E+05		395.52	13,320	22.22	4.63E+10	2.96E+05
		947.7	5,275	40.00	1.90E+11	2.11E+05		417.74	13,320	22.22	5.17E+10	2.96E+05
		987.7	5,275	40.00	2.06E+11	2.11E+05		439.97	13,320	22.22	5.73E+10	2.96E+05
		1,027.70	5,275	40.00	2.23E+11	2.11E+05		462.19	13,320	22.22	6.32E+10	2.96E+05
		1,067.70	5,275	40.00	2.41E+11	2.11E+05		484.01	7,500	21.43	3.77E+10	1.61E+05
		1,107.70	5,275	40.00	2.59E+11	2.11E+05		505.44	7,500	21.43	4.11E+10	1.61E+05
		1,147.70	5,275	40.00	2.78E+11	2.11E+05		526.87	7,500	21.43	4.46E+10	1.61E+05
		1,187.70	5,275	40.00	2.98E+11	2.11E+05		548.3	7,500	21.43	4.83E+10	1.61E+05
		1,227.70	5,275	40.00	3.18E+11	2.11E+05		569.73	7,500	21.43	5.22E+10	1.61E+05
		1,267.70	5,275	40.00	3.39E+11	2.11E+05		591.16	7,500	21.43	5.62E+10	1.61E+05
		1,307.70	5,275	40.00	3.61E+11	2.11E+05		612.59	7,500	21.43	6.03E+10	1.61E+05
Acero	Pasiva	-992.3	50,743.00					-696.7	36,995.40			
		1247.7	7,037.17					543.3	14,551.86			
	Activa	-891.2	77,700.00					-595.6	92,100.00			

Tabla 4-1 Discretización de la sección equivalente de apoyo sobre Pila 3 y Vano 3.

## c) Propiedades de los Materiales

Para visualizar el comportamiento tensional, emplearemos las siguientes propiedades para cada una de las fibras arriba indicadas y cuyos resultados se mostrarán en 681.1.1.1.

Material	$f_i$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	E (MPa)	$E_1$ (MPa)	$\gamma_i$	$e_0$	$e_u$	n
Hormigón	45	38.25	31,924.20		1.50	0.002	0.0035	6.26
Acero	500		2.00E+05	2.00E+03	1.15			
Pretensado			1.90E+05					

Tabla 4-2 Propiedades de los materiales.

Para la determinación del bloque de compresión, tenemos los siguientes datos, donde  $a$  es la altura del bloque de compresión.

	Sección Crítica	
	Pila 3	Vano 3
eta	1	1
lam	0.8	0.8
c^	25.63	146.70
c	1,353.33	770.00
a	1,082.66	616.00

## 4.1.1.2. PROCEDIMIENTO

A continuación detallaremos el proceso de verificación del diseño en la sección de apoyo Pila 3, cabe indicar que no se contempla fisuración por condiciones ambientales (ubicación próxima al mar), lo mismo que decir  $\Delta\sigma_s=0$  MPa, se precisan los siguientes valores:

- Tensiones admisibles:

Acero (tracción):	Hormigón (compresión):
$\Delta\sigma_s=$ 0.0 MPa	$E_{c,0}=$ 2.95E+04 MPa
$\epsilon_{pa}=$ 0	$\sigma_{c,7}=$ 2.03E+04 kN/m <sup>2</sup>
$f_{p,0}=$ 1,395.0 MPa	$\sigma_{c,28}=$ 2.70E+04 kN/m <sup>2</sup>
$f_{p,0}/f_{p,u}=$ 0.75	
$f_{p,0}/f_{p,y}=$ 0.83	

- Geometría:

$y_{min}=$	-1,072.3 mm	$y_{comp\_CuasiP}=$	-956.2 mm (vaina)
$y_{max}=$	1,327.7 mm	$d_p=$	2,617.7 mm
$y_{s\_sup\_control}=$	1,247.7 mm	$A_{s\_sup}=$	70,37.2 mm <sup>2</sup>
$y_{s\_inf\_control}=$	-992.3 mm	$A_{s\_inf}=$	50,743.0 mm <sup>2</sup>

- Solicitaciones:

Los momentos actuantes y demás propiedades (excentricidades y pérdidas de carga) se definieron en 3.2.4.3.

- Espacio de soluciones factibles criterio no lineal.

**Iec. 1: Compresión inferior en vacío:**

- Siguiendo los pasos señalados en 2.2.5.2 Método de diseño, elegimos los umbrales de tensiones del hormigón y armadura pasiva.

Posición		
Pivote	Varía	
y: -1,072.3 mm	1,247.7 mm	Donde $\epsilon_c= 0.00069$
$\epsilon$ : 6.87E-04	0	

Para efectuar el barrido del plano de tensiones umbrales, Tabla 0-1 - Tabla A- de

Anejos, es necesario definir el número de pasos  $n$  del incremento de estas, representadas con sus correspondientes deformaciones.

$n$	$\Delta\epsilon$	$M_d$
20	3.43E-05	76,634.5 kN.m

- Luego para elegir la excentricidad de la carga, se desarrolla la columna (8) de la Tabla 0-1
- Tabla A-, se debe escoger la posición del barrido de tensiones en que su excentricidad  $e$  se aproxime a la excentricidad equivalente  $e^*$ , es decir que la diferencia  $e-e^*$  esté más próxima a cero.

Es así, para este caso que, la recta "e" debe quedar entre estas dos posiciones del barrido de tensiones:

n	$e-e^*$ (m)	P (kN)
0	-	-
1	-0.47	188,123.49

Interpolando para  $e-e^*=0$  se debería obtener el valor de P que interseca a la curva de la Iec.1. En el caso en que todos los valores de  $e-e^*$  sean del mismo signo, significa que la recta  $e$  no interseca a la Iec.1 por lo que asumiremos un valor de  $P_{m\acute{a}x,1}=1,000,000,000$  kN para que no se tome en cuenta al momento de definir las  $P_{m\acute{a}x}$  y  $P_{m\acute{i}n}$

En la Tabla A-1 de los Anejos se muestran los valores de las deformaciones  $\varepsilon_l$  a medida que se hace el barrido de tensiones en la armadura pasiva, deformación en el centro de gravedad  $\varepsilon_o$ , curvatura, fuerza neutralizadora  $P$  y momento  $M_{tot}$  que actúan en cada posición del barrido de tensiones; a raíz de esos datos se pueden obtener el valor de  $P.e$  como la diferencia del momento actuante con el resistido por la sección sin pretensado y consecuentemente la excentricidad del pretensado  $e$ .

Efectuamos el mismo procedimiento para las siguientes inecuaciones y tenemos el siguiente resumen:

Umbral de tensión		$P_{m\acute{a}x}$		$P_{m\acute{i}n}$			
		Iec. 1	Iec. 2	Iec. 3	Iec. 4	Iec. 5	Iec. 6
Pivote	y (mm)	-1,072.30	1,247.70	-992.3	1,327.70	-956.2	1,327.70
	$\varepsilon$	6.87E-04	0	0	8.46E-04	0	3.50E-03
Varía	y (mm)	1,247.70	-1072.3	-1,327.70	-992.3	1,327.70	-992.3
	$\varepsilon$	0	0	0	-2.50E-03	0	-6.75E-02
	n	20	20	20	20	20	20
	$\varepsilon_c$	0.00069	0.00069	0.00085	0.00085	0.00085	-0.0025
	$\Delta\varepsilon$	3.43E-05	3.43E-05	4.23E-05	1.67E-04	4.23E-05	3.25E-03
	$M_d$ (kN.m)	76,634.5	76,634.5	121,034.9	136,777.40	107,615.2	186,041.7
	P (kN)	1.00E+09	87,116.28	68,068.07	31,330.90	59,975.10	47,245.10

Tabla 4-3 Fuerzas máximas y mínimas del Pretensado.

- EL desarrollo del barrido de tensiones de la sección inicial de apoyo Pila 3 se encuentra en la Tabla A-1, Tabla 0-2, Tabla A-3 Tabla 0-4, Tabla 0-5 y Tabla 0-6 de los Anejos.

- Continuando con la metodología del diseño, se grafica el diagrama de soluciones factibles con el criterio no lineal, Figura 4-3 y Figura 4-4, con los datos de  $P$  vs  $P_e$  de los cuadros de las 6 inecuaciones arriba indicados.
- Luego el rango de valores factibles de la fuerza de pretensado, viene dado por el valor mínimo de las  $I_{ec}^*1$  e  $I_{ec}^*2$  para la carga máxima, y por el máximo valor de las  $I_{ec}^*3$ ,  $I_{ec}^*4$ ,  $I_{ec}^*5$  e  $I_{ec}^*6$  para la carga mínima, como resultado tenemos:

$$P_{\max} = 87,116.28 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = 68,068.07 \text{ kN}$$

En este caso, la inecuación que gobierna el diseño es la  $I_{ec}^*3$  de tracción inferior en servicio.

- Verificamos que la carga inicial descontando la pérdida instantánea, y la carga diferida descontando la pérdida total, se encuentren dentro del diagrama de soluciones factibles con el criterio no lineal.

Sección-Instantánea

$$P_{\text{inst}} = 84,696.11 \text{ kN}$$

$$P^*e = 109,257.98 \text{ kN.m}$$

Sección-Diferida

$$P_{\text{dif}} = 79,190.60 \text{ kN}$$

$$P^*e = 102,155.87 \text{ kN.m}$$

Se puede apreciar en la Figura 4-4 que dichas cargas se encuentran dentro del margen permitido.

- La fuerza de pretensado en los anclajes viene dado por:

$$P_{\text{ancl}} = \frac{P_{\min}}{1 - \%p\acute{e}rdida_{\text{total}}}$$

$$P_{\text{ancl}} = 90,830.09 \text{ kN}$$

La sección en verificación, en apoyo Pila 3, tiene una fuerza de anclaje de 105,672.0 kN, con lo que se puede concluir que se puede reducir la fuerza de pretensado.

- Por último, dimensionamos el área de armadura activa necesaria según lo señalado en 2.2.5.2. Estamos en la situación de un Postesado adherente por lo que el  $A_p = 60,541.69 \text{ mm}^2$ .

$$A_c' = 3,610,832.10 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{p,o} = 1,395.00 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = -25.42 \text{ MPa}$$

$$n = 5.95$$

$$c = 1 - 0.25 = 0.75$$

$$P_N = 68,068,069.61 \text{ N}$$

**Posteso-adherente:**

$$A_p = 60,541.69 \text{ mm}^2$$

Posteso no adherente:

$$A_p = 65,111.18 \text{ mm}^2$$

Preteso adherente:

$$A_p = 66,733.59 \text{ mm}^2$$

Donde  $\Delta\sigma_p$  se obtiene de la Iec\*3 para la excentricidad definida arriba, entre las posiciones 8 y 9 del barrido de tensiones:

n	e-e* (m)	curvatura	curv=	1.35E-07
8	-0.091	1.28E-07	x1=	-992.30 mm
9	0.144	1.46E-07	x=	2320.0 mm
			$\Delta\epsilon_p$ =	1.34E-04
			$\Delta\sigma_p$ =	25.42 MPa

b) Solicitaciones y propiedades de la sección total y del área comprimida

Los valores obtenidos de la Tabla 0-7 de Anejos, nos permitirá dibujar las tensiones de cada punto que conforma las curvas de las inecuaciones del diagrama de soluciones factibles no lineal, según la posición del barrido de tensiones. Por mostrar un ejemplo, los datos que se muestran a continuación corresponden al punto de la Inecuación 6 ELU-Resistencia e ítem 21 de tensión máxima del acero.

Del apartado anterior obtenemos los valores de la deformada en el centro de gravedad  $\epsilon_0$  y su respectiva curvatura para una determinada sección.

$$\epsilon_0 = 6.63E-05 \text{ mm}$$

$$\text{curv} = 2.59E-06$$

De la Tabla 0-7 de los Anejos se obtienen las solicitaciones N y M, que son empleadas en el apartado anterior para desarrollar cada una de las situaciones del barrido de tensiones.

c) Diagrama de Magnel, criterio lineal

Precisaremos las tensiones admisibles a considerar ya que el criterio varía del no lineal en considerar las tracciones en la fibra externa del hormigón y no en el acero. El resto de tensiones, propiedades y solicitaciones son las mismas. Por condiciones ambientales se tiene:

$$\sigma_{t,7} = 0E+00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{t,28} = 0E+00 \text{ kN/m}^2$$

Según lo indicado en 2.1.2, inicialmente intersectamos las rectas de los 4 umbrales de tensiones con los ejes, columnas 2 y 3 de la Tabla 4-4 para definir la pendiente  $m$ . Planteamos las rectas a través de las coordenadas ( $P$ ,  $Pe$ ), columnas 6 y 7, a través de la ecuación  $Pe = a + m \cdot P$  para un valor de carga máxima 486,193.50 kN y cubra la intersección con todas las rectas.



Inecuación (1)		P (2)	Pe (3)	a (4)	m (5)	P (6)	Pe (7)
vacío	Iec. 1	0.00	223,759.82	223,759.82	-0.46	0.00	223,759.82
		486,193.50	0.00	223,759.82	-0.46	486,193.50	0.00
	Iec. 2	0.00	76,634.50	76,634.50	0.37	0.00	76,634.50
		-206,174.53	0.00	76,634.50	0.37	486,193.50	257,351.27
Servicio	Iec. 3	0.00	121,034.90	121,034.90	-0.46	0.00	121,034.90
		262,989.04	0.00	121,034.90	-0.46	486,193.50	-102,724.92
	Iec. 4	0.00	-21,654.46	-21,654.46	0.37	0.00	-21,654.46
		58,258.33	0.00	-21,654.46	0.37	486,193.50	159,062.31

Tabla 4-4 Coordenadas rectas del Diagrama de Magnel de sección sobre apoyo Pila 3.

## 4.1.1.3. RESULTADOS

## a) Espacio de Soluciones Factibles:

A continuación se tienen los diagramas generados de soluciones factibles con criterio no lineal y lineal (diagrama de Magnel) superpuestos para las secciones críticas de la verificación del proyecto inicial del puente en estudio. Para ambas secciones verifican el diseño, pero para la sección sobre apoyo Pila 3 se puede disminuir el área de pretensado ya que la fuerza de anclaje tiene suficiente holgura.

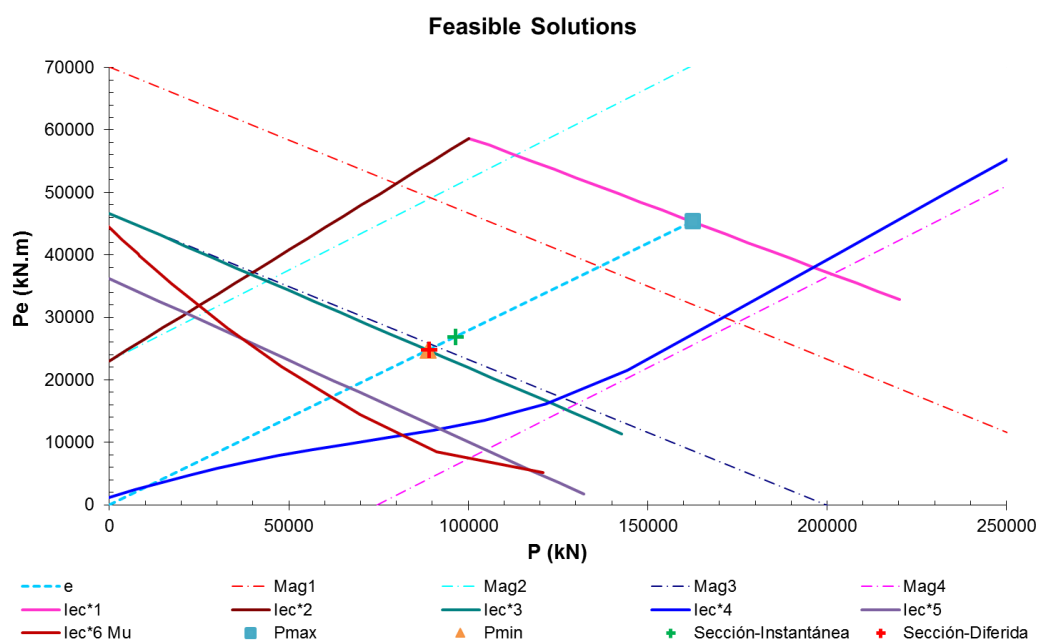


Figura 4-3 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 del puente inicial.

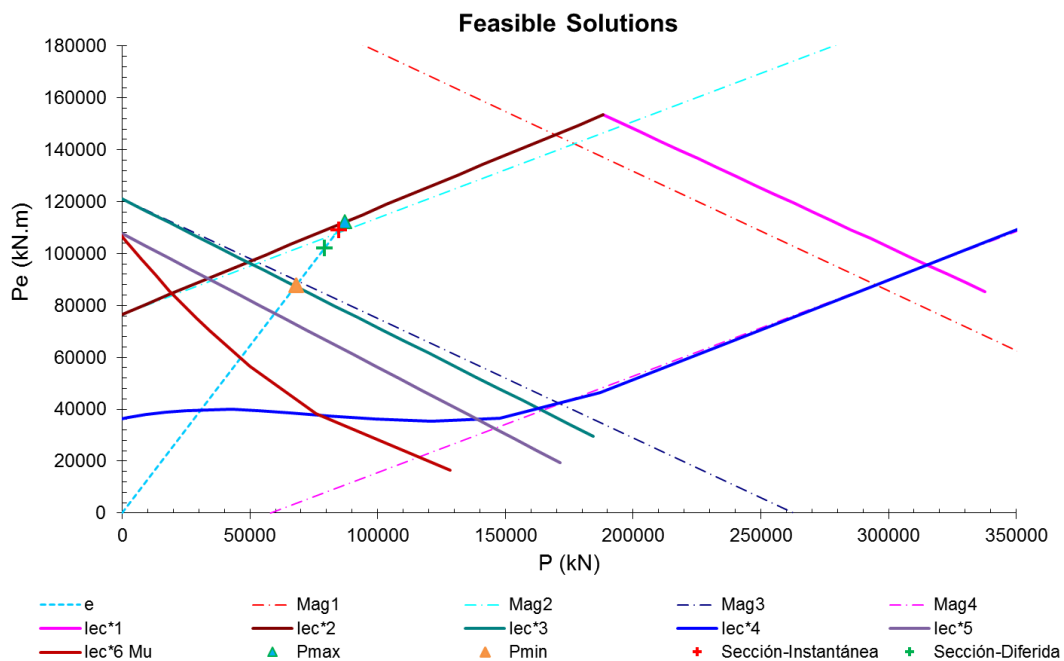


Figura 4-4 Diagrama de Soluciones Factibles criterio No Lineal en sección Pila 3 del puente inicial.

#### b) Comportamiento Tensional:

Del campo de soluciones factibles, mostraremos un caso, Inecuación 6: ELU-Resistencia e ítem 21 de deformación máxima del acero, obteniendo los siguientes resultados:

$$\beta = 0.29$$

$$M_k = 186,041.70 \text{ kN.m}$$

$$M_{tot} = 186,041.70 \text{ kN.m}$$

$$P = 128,515.89 \text{ kN}$$

$$Pe = 16,459.71 \text{ kN.m}$$

$$e = 128.08 \text{ mm}$$

Solución tensión admisible:

$$Pe = 61,888.30 \text{ kN (lado de la seguridad)}$$

$$e = 481.56 \text{ mm}$$

De la Tabla 0-7 y Tabla 0-8 se pueden graficar el comportamiento tensional para cada uno de los puntos que conforman las curvas del diagrama de soluciones factibles.

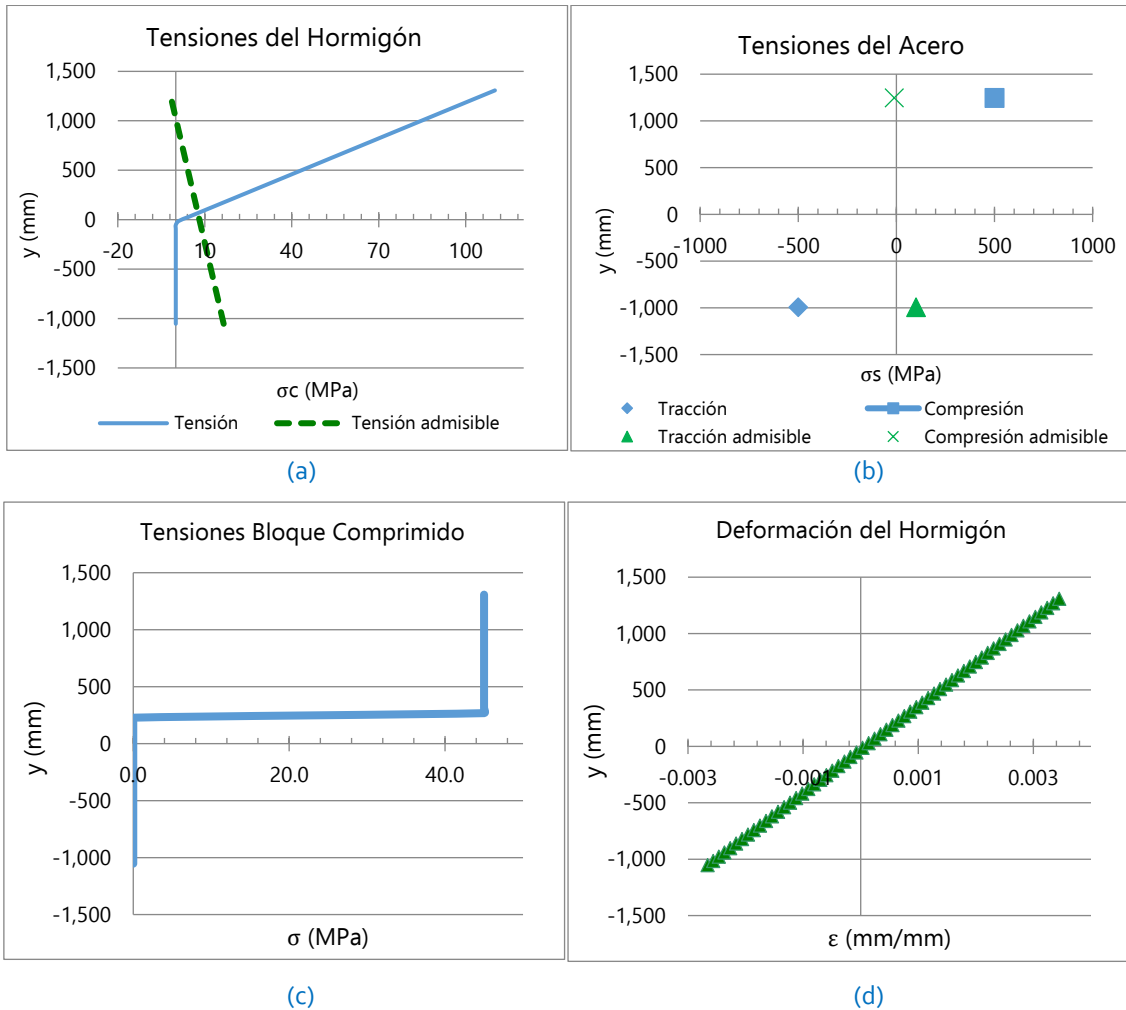


Figura 4-5 Diagrama de Tensión y Deformación para lec6-ELU ítem 21 (a: hormigón, b: acero, c: bloque comprimido, d: deformación) en sección sobre apoyo Pila 3.

#### 4.1.2. VARIACIÓN DE SECCIONES

##### 4.1.2.1. GEOMETRÍAS PROPUESTAS

El criterio será la disminución de canto del tablero por lo que propondremos las siguientes secciones además de la inicial para optimizar el diseño con hormigón parcialmente pretensado:

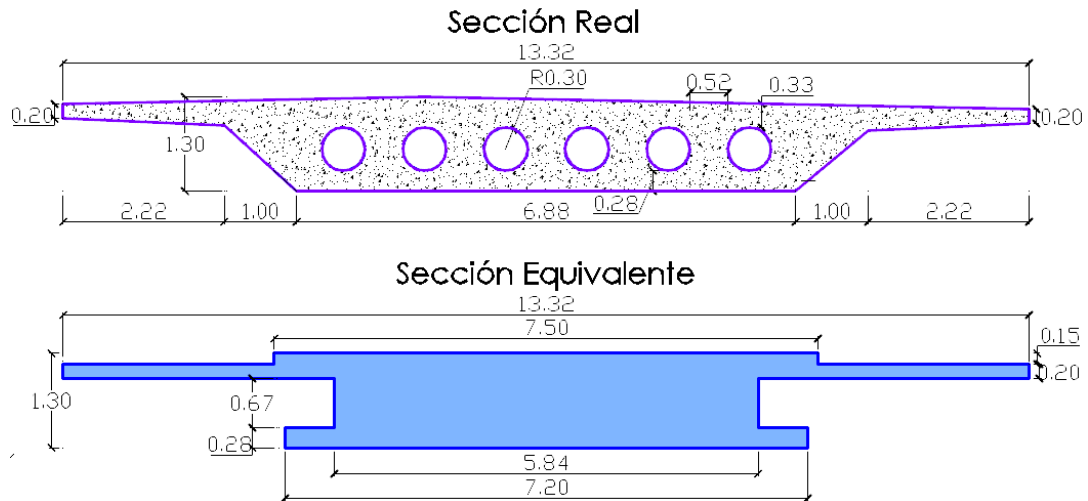


Figura 4-6 Sección en centro luz Vano 3, H=1.30m.

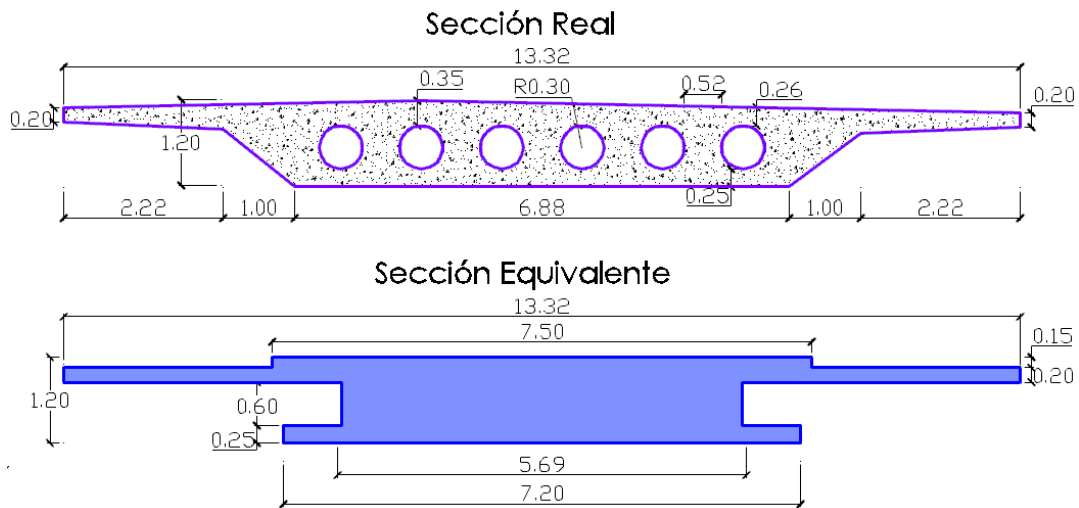


Figura 4-7 Sección en centro luz Vano 3, H=1.20m.

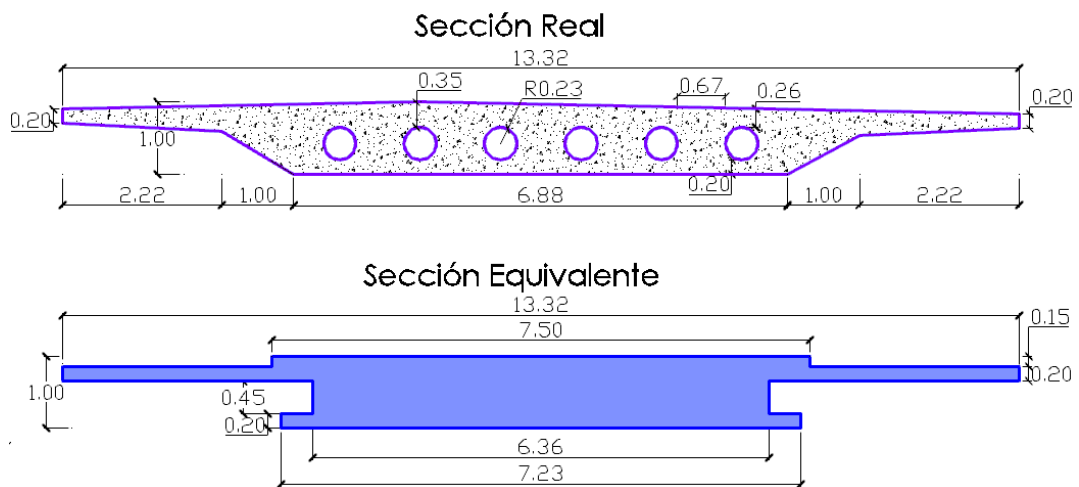


Figura 4-8 Sección en centro luz Vano 3, H=1.00m.

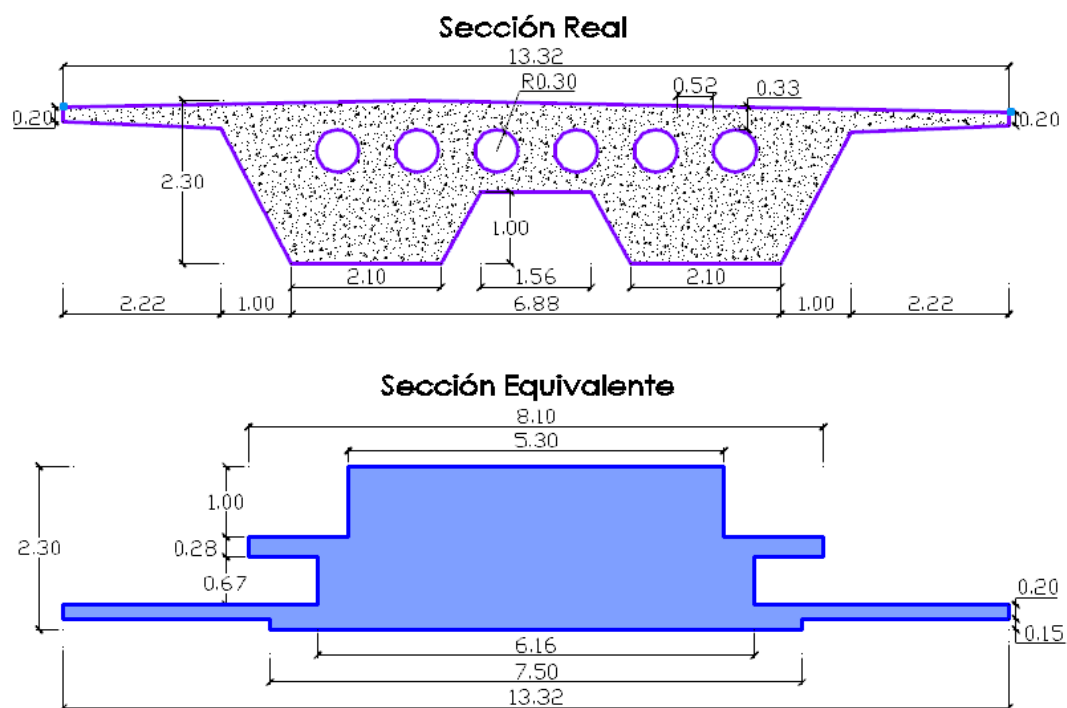


Figura 4-9 Sección sobre apoyo Pila 3, H=2.30m.

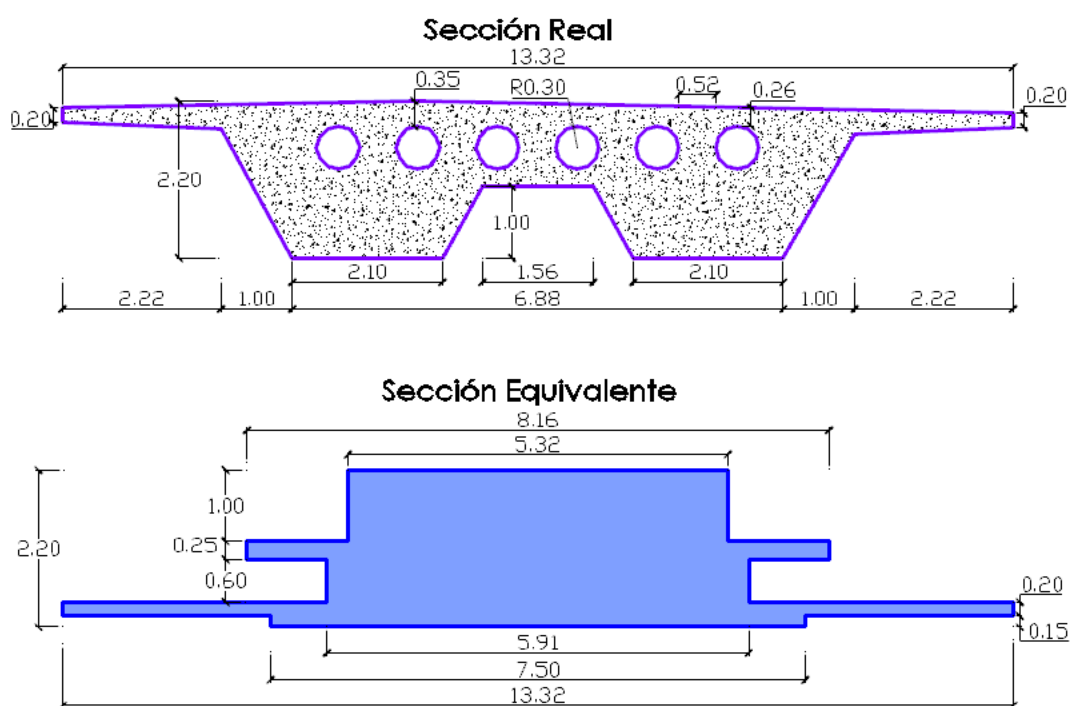


Figura 4-10 Sección sobre apoyo Pila 3, H=2.20m.



#### 4.1.2.2. ANCHOS DE FISURA PERMITIDOS

En el apartado 2.2.4.1, definiremos los anchos de fisura permitidos según el Eurocódigo, para la optimización del diseño del tablero del puente con hormigón parcialmente pretensado y sus equivalentes tensiones en la armadura.

El ancho máximo de fisura, según el tipo de ambiente y para armadura activa adherente en combinación de carga frecuente, debe estar en descompresión. Para las armaduras pasivas en combinación de carga cuasi permanente, el ancho de fisura máximo será 0.3mm.

De la Tabla 2-4, y el  $w_{k,m\acute{a}x} = 0.3mm$  tenemos que el espaciamiento máximo de las barras para el control de fisura es  $S_{r,m\acute{a}x}=200mm$  para una tensión en el acero de 240MPa, que será la máxima a considerar. Es así que trabajaremos con los incrementos de tensiones en la armadura pasiva correspondiente a los siguientes  $w_k$  y para la misma  $S_{r,m\acute{a}x}$ .

ENA DEL PILAR ROSALES ZAPATA

Para cada una de las secciones críticas y geometrías propuestas, realizaremos el diseño para los 6  $\Delta\sigma_s$  con el mismo procedimiento mostrado en 4.1.1.2 para definir el área de pretensado, los mismos que se encuentran en los Anejos. Cabe precisar que para la sección H=2m en pila y H=1m en vano, se tuvo que diseñar con un hormigón HP-55 para que verifique el diseño con HPP5. Los resúmenes se muestran en la Tabla 4-5 y Tabla 4-6.

	Inicial	Optimización (canto, $A_p$ , $A_s$ )							
	H=2.4m Proyecto	H=2.4m Optimiz.		H=2.3m Optimiz.		H=2.2m Optimiz.		H=2m Optimiz.	
$\Delta\sigma_s$ (MPa)	0	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240
<b>Hormigón:</b>									
$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	1.569E+07	1.569E+07	1.569E+07	1.548E+07	1.548E+07	1.469E+07	1.469E+07	1.386E+07	1.386E+07
<b>Armadura Pasiva:</b>									
$\Phi_1$ (mm)	32.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00	22.00
#b <sub>1</sub>	60.00	60.00	60.00	58.00	58.00	56.00	56.00	52.00	52.00
$\Phi_2$ (mm)	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
#b <sub>2</sub>	22.00	20.00	20.00	22.00	22.00	20.00	20.00	20.00	20.00
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	50,743.00	25,069.91	25,069.91	24,535.84	24,535.84	23,549.38	23,549.38	22,028.85	22,028.85
$\Phi'$ (mm)	16.00	12.00	12.00	12.00	12.00	10.00	10.00	10.00	10.00
#b'	35.00	30.00	30.00	30.00	30.00	38.00	38.00	38.00	38.00
$A'_s$ (mm <sup>2</sup> )	7,037.17	3,392.92	3,392.92	3,392.92	3,392.92	2,984.51	2,984.51	2,984.51	2,984.51
$A_{s,total}$ (mm <sup>2</sup> )	57,780.17	28,462.83	28,462.83	27,928.76	27,928.76	26,533.89	26,533.89	25,013.36	25,013.36
<b>Armadura Activa:</b>									
#T	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
#c	37.00	33.00	29.00	33.00	29.00	34.00	29.00	37.00	32.00
$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	77,700.00	69,300.00	60,900.00	69,300.00	60,900.00	71,400.00	60,900.00	77,700.00	67,200.00

Tabla 4-5 Secciones optimizadas con diseño de HPP sobre apoyo Pila 3 del puente.

<sup>5</sup> HPP: Hormigón Parcialmente Pretensado.

	Inicial	Optimización (canto, $A_p$ , $A_s$ )						
	H=1.4m Proyecto	H=1.4m Optimiz.		H=1.3m Optimiz.		H=1.2m Optimiz.	H=1.0m Optimiz.	
$\Delta\sigma_s$ (MPa)	0	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240	0, 60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240
<b>Hormigón:</b>								
$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	1.569E+07	1.569E+07	1.569E+07	1.548E+07	1.548E+07	1.469E+07	1.386E+07	1.386E+07
<b>Armadura Pasiva:</b>								
$\Phi$ (mm)	32.00	22.00	22.00	20.00	20.00	18.00	18.00	18.00
#b	46.00	36.00	36.00	42.00	42.00	46.00	40.00	40.00
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	36,995.40	13,684.78	13,684.78	13,194.69	13,194.69	11,705.57	10,178.76	10,178.76
$\Phi'_1$ (mm)	16.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
#b' <sub>1</sub>	60.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00	40.00
$\Phi'_2$ (mm)	12.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
#b' <sub>2</sub>	22.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
$A'_s$ (mm <sup>2</sup> )	14,551.86	4,555.31	4,555.31	4,555.31	4,555.31	4,555.31	4,555.31	4,555.31
$A_{s,total}$ (mm <sup>2</sup> )	51,547.25	18,240.09	18,240.09	17,750.00	17,750.00	16,260.88	14,734.07	14,734.07
<b>Armadura Activa:</b>								
#T <sub>1</sub>	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00	14.00
#C <sub>1</sub>	37.00	33.00	29.00	33.00	29.00	34.00	37.00	32.00
#T <sub>2</sub>	4.00	6.00	6.00	6.00	8.00	6.00	8.00	10.00
#C <sub>2</sub>	24.00	25.00	25.00	29.00	25.00	30.00	34.00	34.00
$A_p$ (mm <sup>2</sup> )	92,100.00	91,800.00	83,400.00	95,400.00	90,900.00	98,400.00	118,500.00	118,200.00

Tabla 4-6 Secciones optimizadas con diseño de HPP en centro luz Vano 3 del puente.



#### 4.1.2.3. RESULTADOS DE LAS SECCIONES OPTIMIZADAS

A manera de destacar los comportamiento tensionales en las secciones críticas optimizadas, presentaremos cuando  $\Delta\sigma_s=0$  MPa y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa para cada altura propuesta, ya que el diseño estará gobernado por el mismo umbral a partir de  $\Delta\sigma_s=60$  MPa. Sin embargo en los Anejos se presentan los diagramas correspondientes a cada una de las secciones y tensiones propuestas.

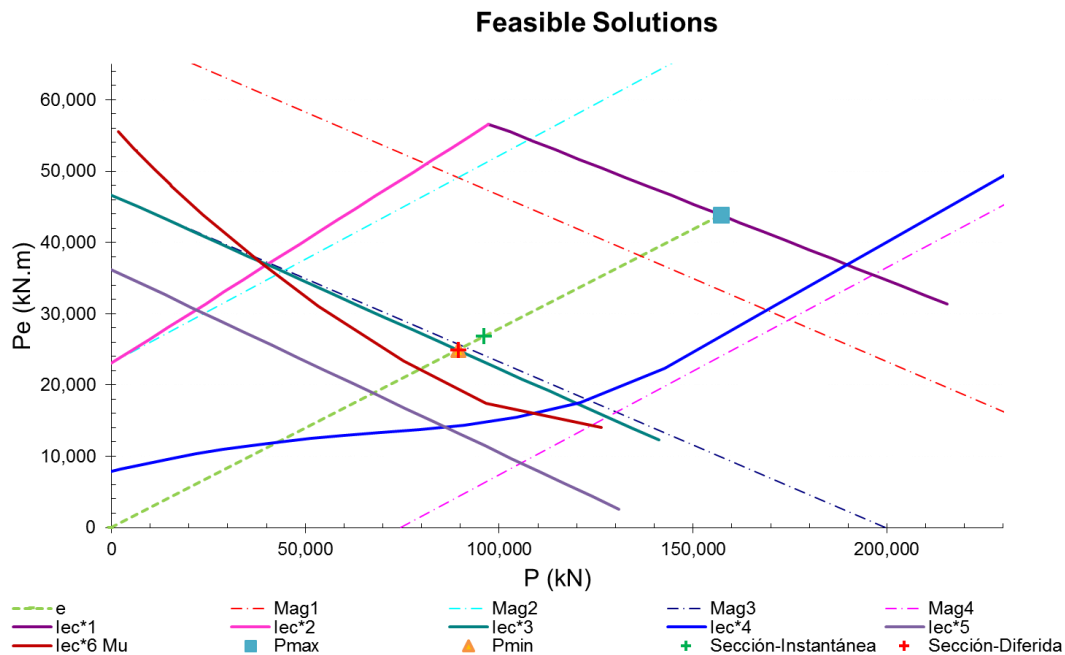


Figura 4-12 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 optimizada,  $H=1.4$  m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa

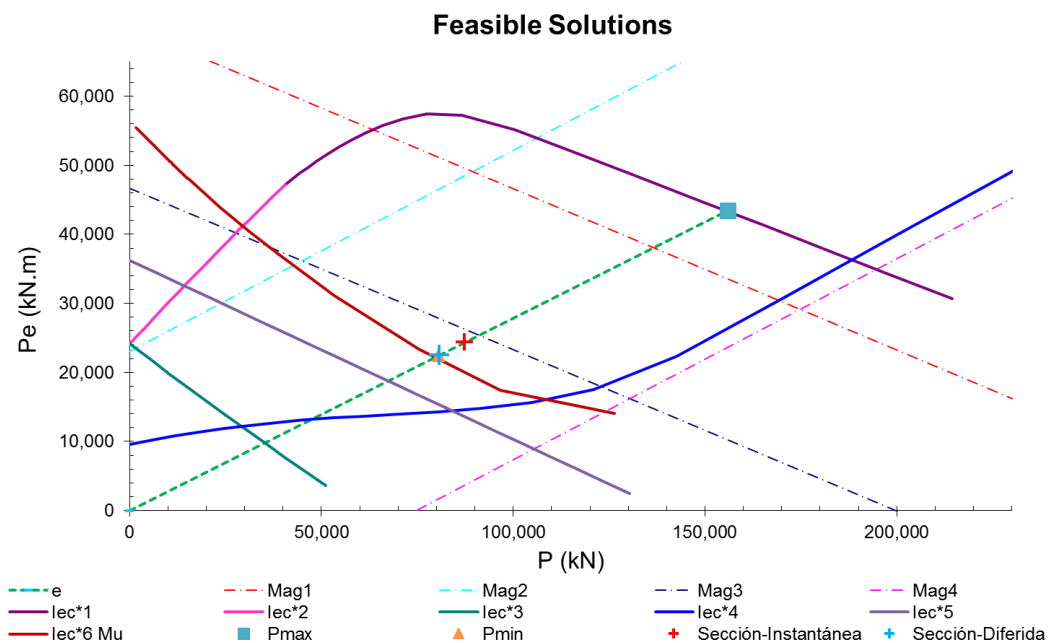


Figura 4-13 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 optimizada,  $H=1.4$  m y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa.

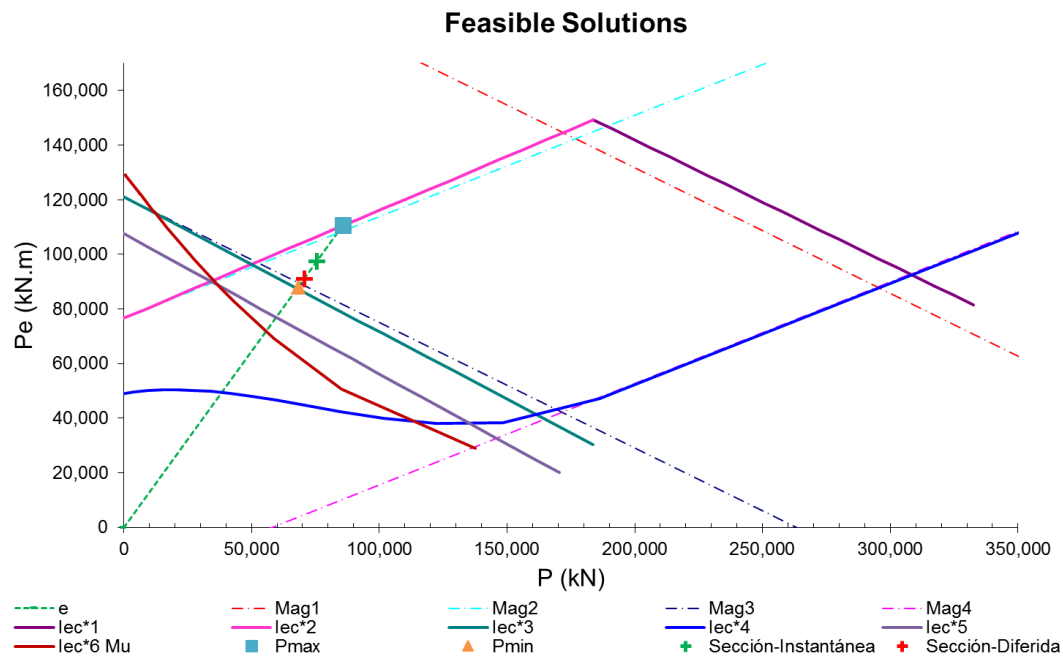


Figura 4-14 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección sobre apoyo Pila 3 optimizada, H=2.4 m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa.

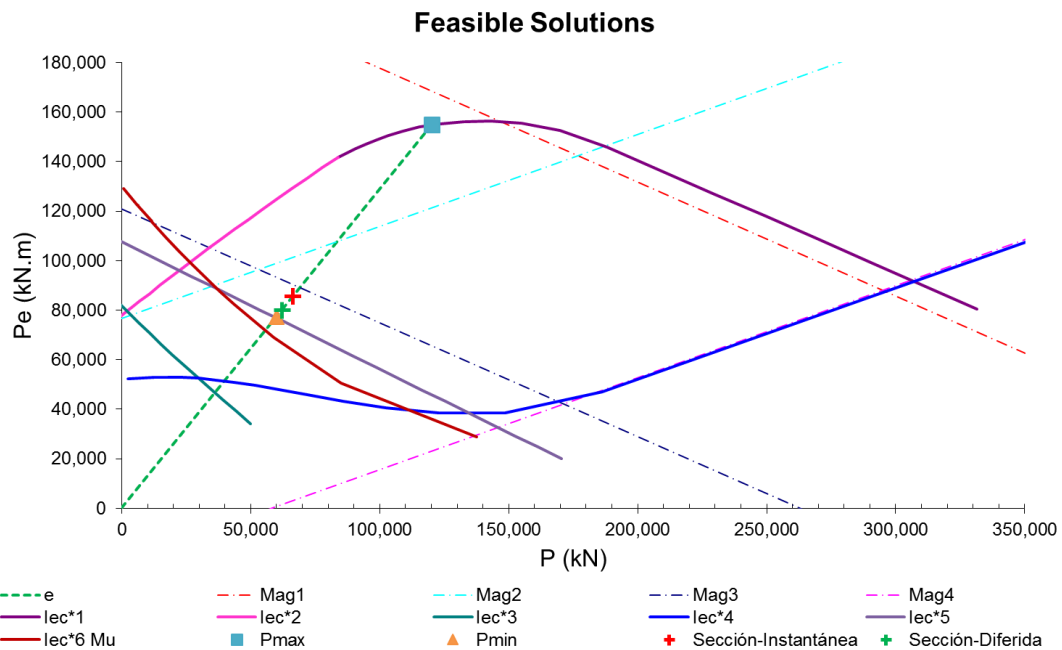


Figura 4-15 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección sobre apoyo Pila 3 optimizada, H=2.4 m y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa.

Se puede decir que la fuerza máxima de pretensado para la sección optimizada H=2.4 m estará limitada por las Iec 1: compresión en la fibra inferior en vacío y por la Iec 2: tracción en la armadura superior en vacío para las secciones en vano y pila, respectivamente. Mientras tanto la fuerza de pretensado mínimo para el diseño estará gobernado por la Iec 6: tracción en la fibra inferior en servicio para combinación de carga por ELU para  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa en vano, y por la Iec 5: descompresión en vaina de pretensado para combinación de carga cuasipermanente para  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa en pila.

Para la sección óptima  $H=2.3$  m, se tienen los siguientes resultados:

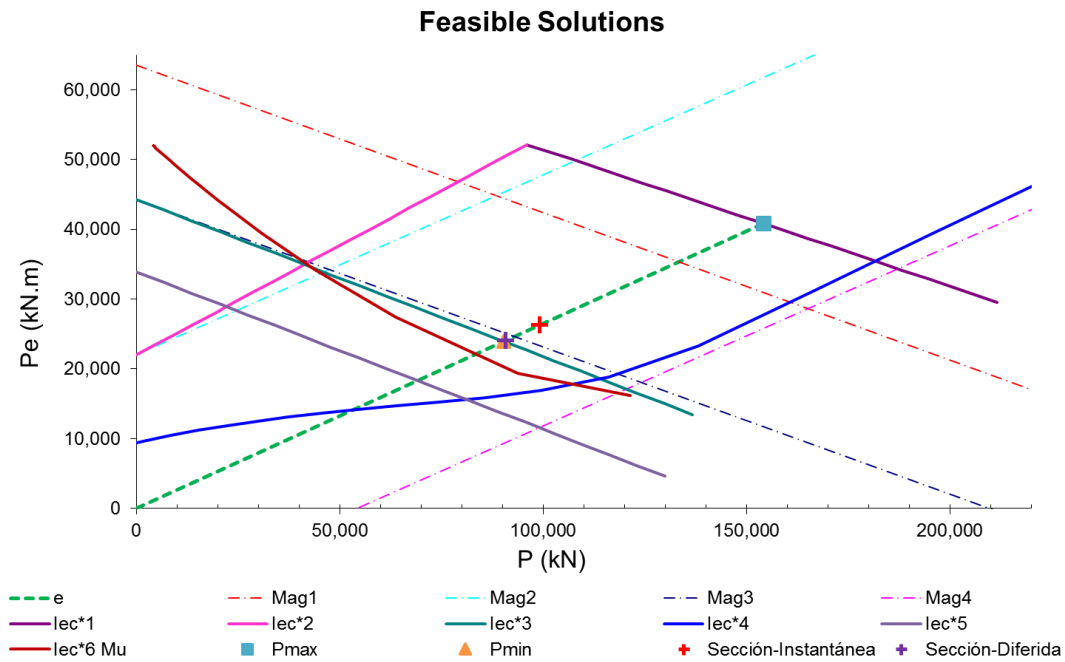


Figura 4-16 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 optimizada,  $H=1.3$  m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa.

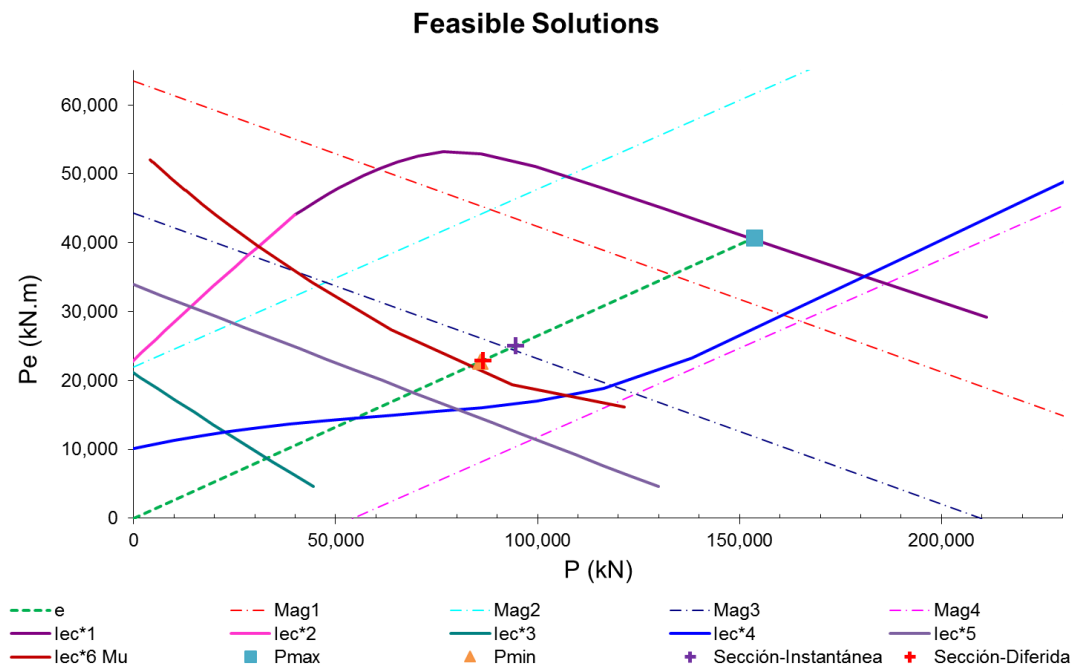


Figura 4-17 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 optimizada,  $H=1.3$  m y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa.

Se aprecia que en vano, pasa de estar gobernada por ELS de combinación de carga frecuente a ELU de resistencia para  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa.

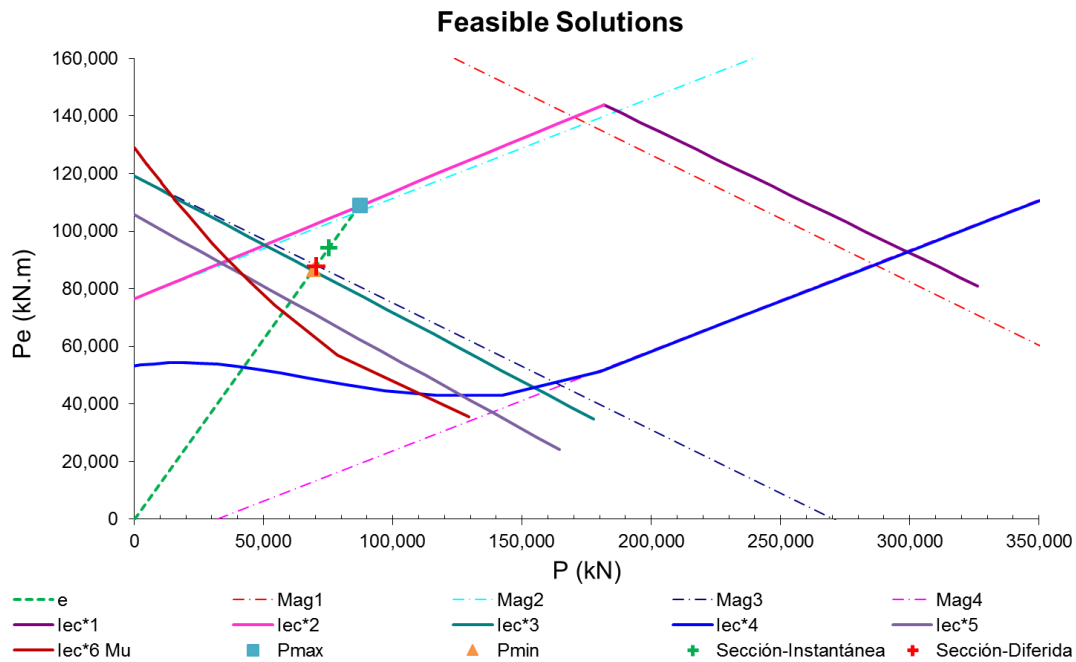


Figura 4-18 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección sobre apoyo Pila 3 optimizada,  $H=2.3$  m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa.

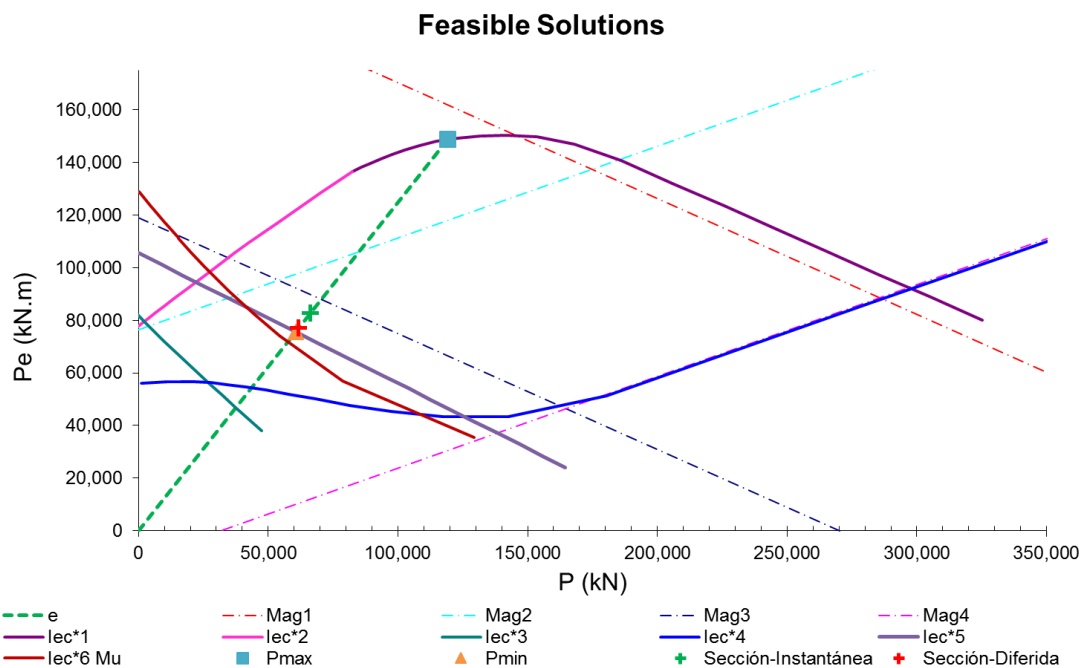


Figura 4-19 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección sobre apoyo Pila 3 optimizada,  $H=2.3$  m y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa.

Cabe destacar que en sección sobre pila, como la  $e^*$  es mayor que en vano, la  $P_{m\acute{a}x}$  pasa de estar limitada por la inecuación 2 a la inecuación 1 de compresión en la fibra inferior en vacío para  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa.

A continuación se muestran los resultados para la sección optimizada  $H=2.2$  m:

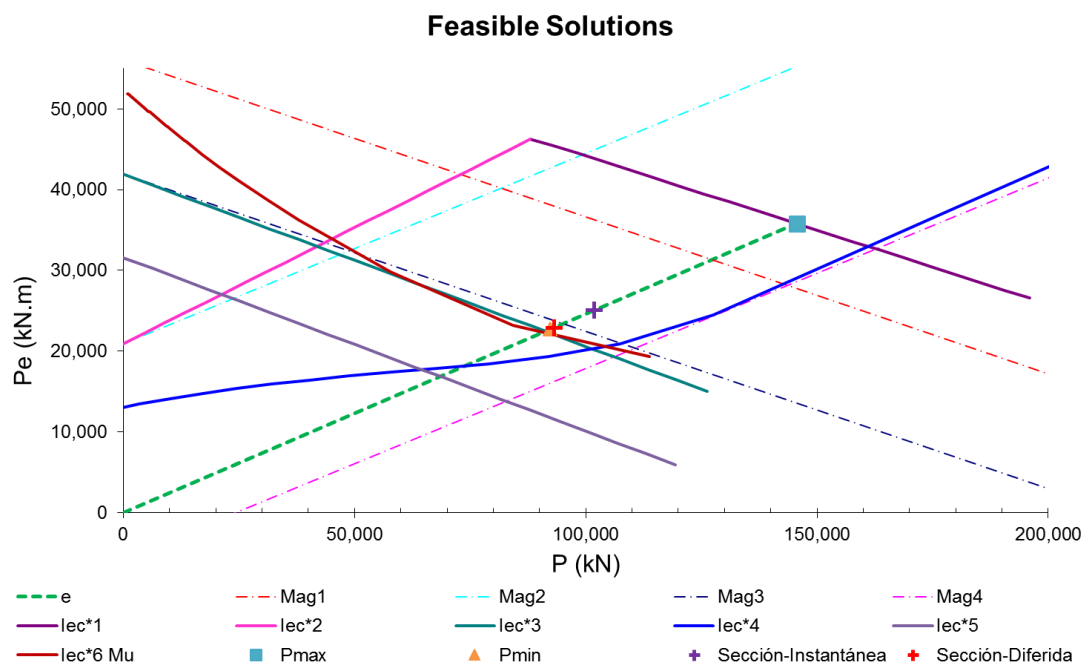


Figura 4-20 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 optimizada,  $H=1.2$  m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa.

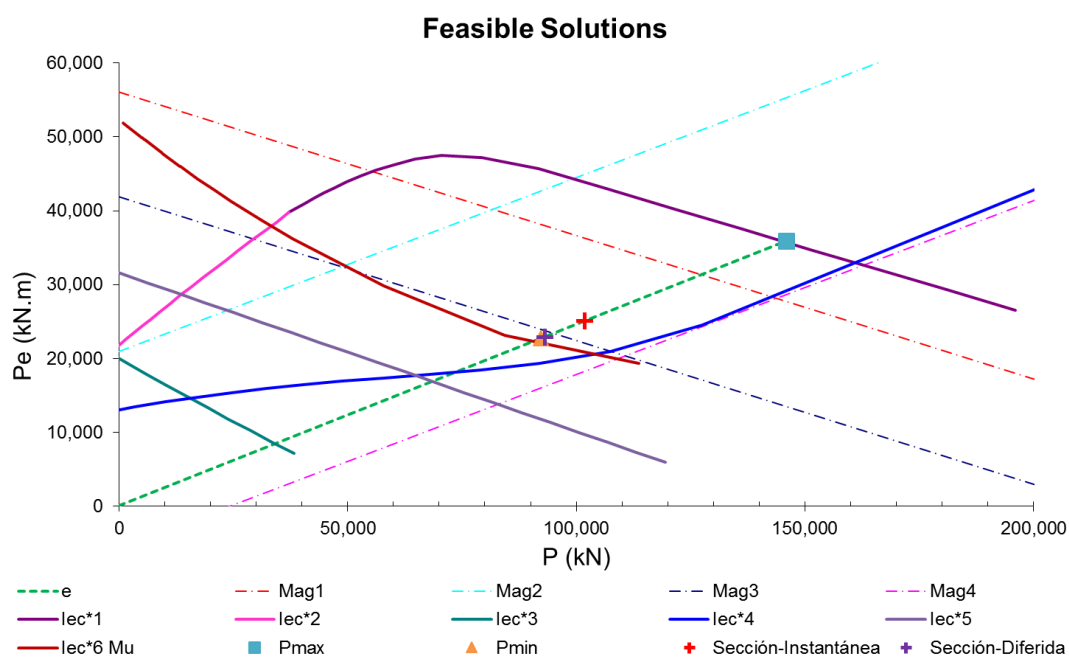


Figura 4-21 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 optimizada,  $H=1.2$  m y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa.

En sección de vano, desde un inicio,  $\Delta\sigma_s \geq 0$  MPa, predomina en el diseño el ELU de resistencia en la fibra inferior sometida a tracción en servicio.

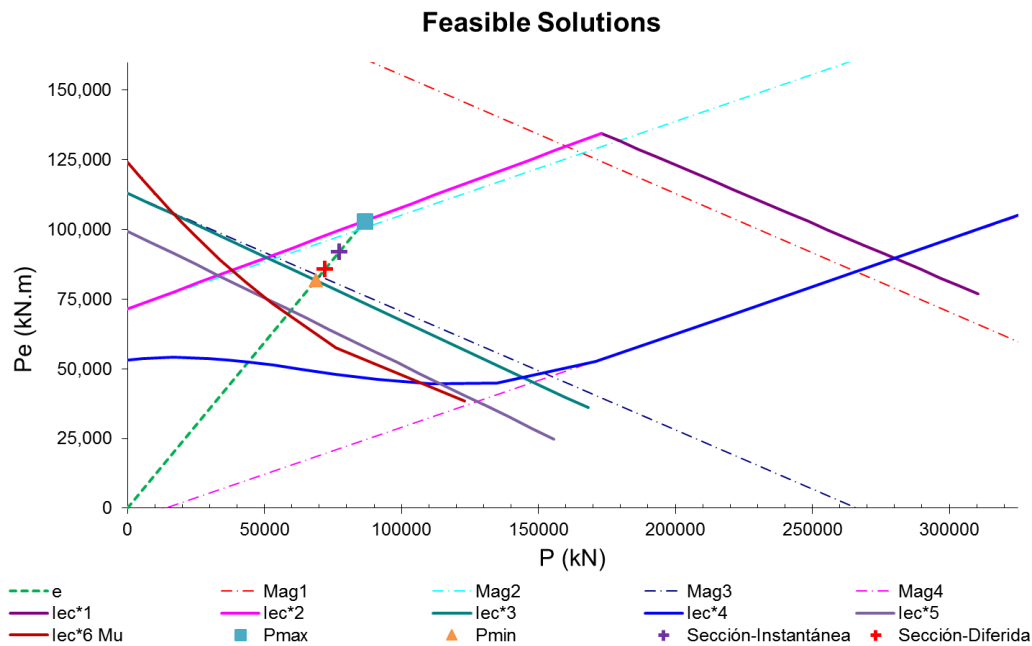


Figura 4-22 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección sobre apoyo Pila 3 optimizada,  $H=2.2$  m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa.

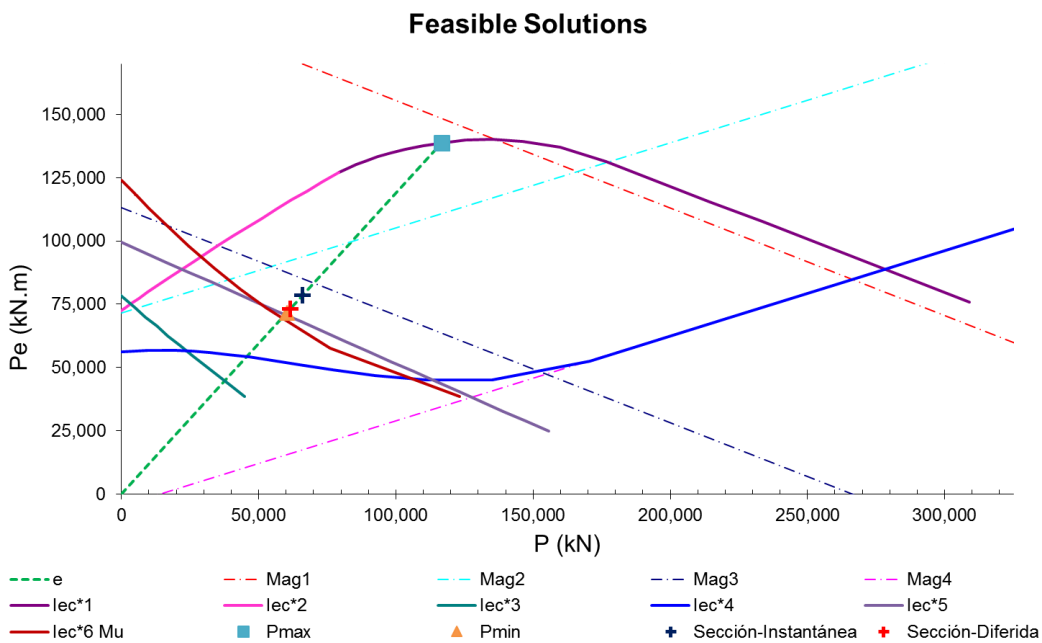


Figura 4-23 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección sobre apoyo Pila 3 optimizada,  $H=2.2$  m y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa.

En sección sobre pila, el diseño queda gobernado por la inecuación 3 para  $\Delta\sigma_s = 0$  MPa y luego por la inecuación 5 para  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa. Se puede decir que en estas secciones se aprovecha mejor la metodología de diseño con HPP criterio no lineal.

Por último, para la sección optimizada  $H=2.0$  m, se tiene:

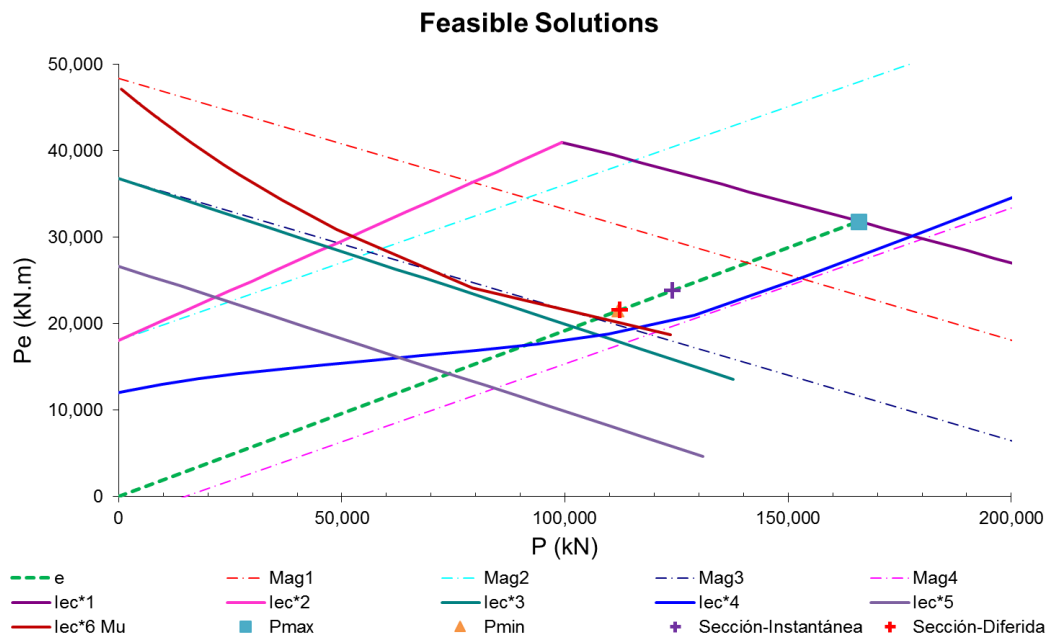


Figura 4-24 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 optimizada,  $H=1.0$  m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa.

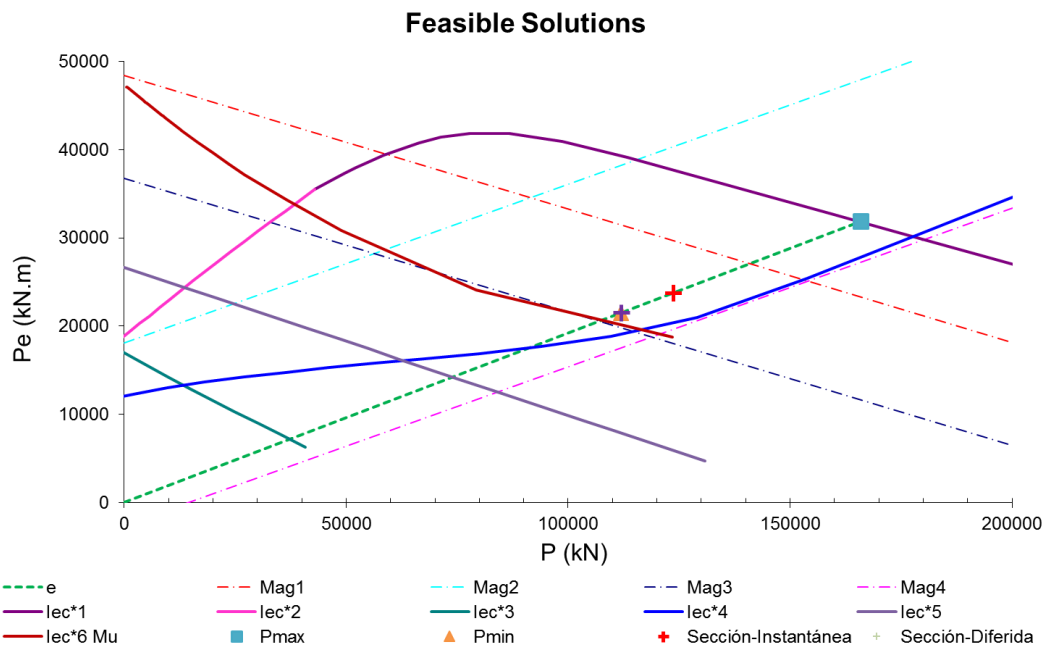


Figura 4-25 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección Vano 3 optimizada,  $H=1.0$  m y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa.

Para que cumpla el diseño en sección de vano se tuvo que trabajar con un HP 55 ya que la  $e^*$  tiene baja pendiente y desde un inicio gobierna claramente en el diseño el ELU de resistencia. No afecta en el  $P_0$  diseñar con el criterio no lineal.

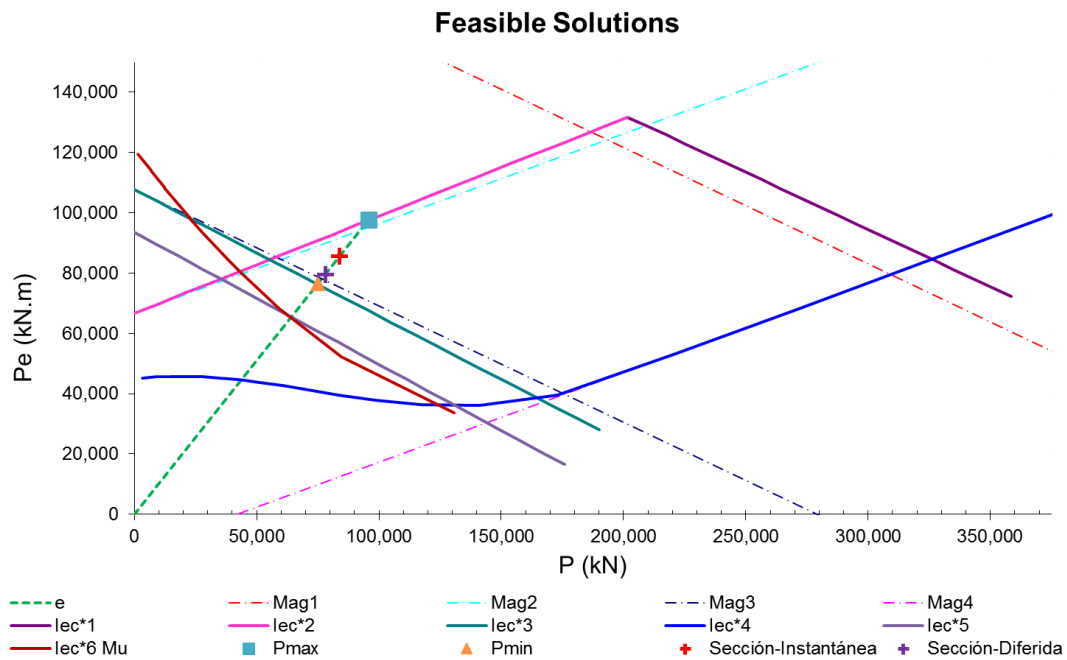


Figura 4-26 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección sobre apoyo Pila 3 optimizada,  $H=2.0$  m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa.

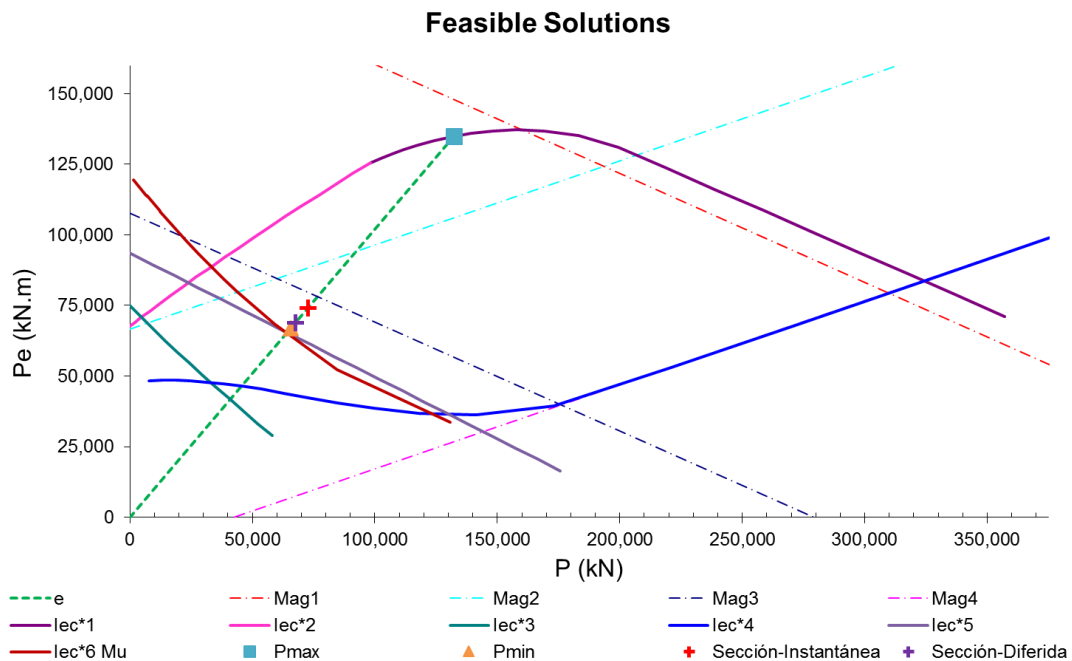


Figura 4-27 Diagrama de Soluciones Factibles Criterio No Lineal y Lineal en sección sobre apoyo Pila 3 optimizada,  $H=2.0$  m y  $\Delta\sigma_s=240$  MPa.

En sección de apoyo, sí que favorece el diseño con el criterio no lineal, ya que se pasa de un diseño limitado por la inecuación 3 cuando no fisura a la inecuación 6 del ELU cuando se permite fisuración.



## 4.2. EVALUACIÓN DE LA OPTIMIZACIÓN

### 4.2.1. CRITERIO DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN

Para evaluar el buen desempeño de las secciones optimizadas frente a resistencia y deformación, calcularemos el momento último resistente de cada una y las flechas según indique la normativa, respectivamente.

#### 4.2.1.1. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA

Se puede apreciar en la Tabla 4-7 y Tabla 4-8 que todas las secciones propuestas para las secciones críticas, verifican el Estado Límite Último  $M_u$  con holgura, es decir  $M_u < M_d$ .

Además se tiene que a partir de un  $\Delta\sigma_s=60$  MPa el umbral que limita el diseño con HPP es el Estado Límite de Servicio, combinación de carga casi permanente para  $H=2.4$  m, 2.3 m en la sección sobre apoyo Pila 3; y para  $H=2.2$  m y 2 m, el Estado Límite Último. En todas las secciones del Vano 3, limita el diseño el Estado Límite Último.

	Inicial	Momento Resistente Negativo							
	H=2.4m Proyecto	H=2.4m Optimiz.		H=2.3m Optimiz.		H=2.2m Optimiz.		H=2m Optimiz.	
$\Delta\sigma_s$ (MPa)	0	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240
f <sub>y,p,d</sub> (MPa)	1,617.39	1,617.39		1,617.39		1,617.39		1,617.39	
f <sub>y,d</sub> (MPa)	434.78	434.78		434.78		434.78		434.78	
f <sub>c,d</sub> (MPa)	30.00	30.00		30.00		30.00		36.67	
A <sub>p</sub> (mm2)	77,700.00	69,300.00	60,900.00	69,300.00	60,900.00	71,400.00	60,900.00	77,700.00	67,200.00
H (mm)	2,400.00	2,400.00		2,300.00		2,200.00		2,000.00	
d (mm)	2,320.00	2,320.00		2,220.00		2,120.00		1,920.00	
d <sub>p</sub> (mm)	2,218.90	2,218.90		2,118.90		2,018.90		1,818.90	
Bloque comprimido:									
b <sub>1</sub> (mm)	5,275.00	5,275.00		5,295.00		5,316.00		5,397.00	
h <sub>1</sub> (mm)	1,000.00	1,000.00		1,000.00		1,000.00		1,000.00	
b <sub>2</sub> (mm)	8,040.00	8,040.00		8,100.00		8,155.00		8,282.00	
y <sub>2</sub> (mm)	-43.60	-146.21	-202.53	-148.55	-204.46	-137.99	-207.41	-206.28	-262.20
y (mm)	466.77	388.58	345.65	386.38	343.62	394.16	340.91	341.73	298.82
M <sub>u</sub> (N.mm)	2.61E+11	2.26E+11	2.06E+11	2.14E+11	1.95E+11	2.05E+11	1.83E+11	2.01E+11	1.81E+11
M <sub>u</sub> (kN.m)	-261,078.39	-226,204.37	-206,033.53	-213,750.47	-194,880.71	-205,298.70	-183,495.95	-200,754.46	-180,742.94
M <sub>d</sub> (kN.m)	-186,041.70	-186,041.70	-186,041.70	-183,154.50	-183,154.50	-174,903.60	-174,903.60	-167,500.80	-167,500.80
Verifica:	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
Gobierna	ELS Iec.3	ELS Iec.3	ELS Iec.5	ELS Iec.3	ELS Iec.5	ELS Iec.3	ELS Iec.6	ELS Iec.3	ELS Iec.6

Tabla 4-7 Verificación de Resistencia de las secciones optimizadas sobre apoyo Pila 3.

	Inicial	Momento Resistente Positivo						
	H=1.4m Proyecto	H=1.4m Optimiz.		H=1.3m Optimiz.		H=1.2m Optimiz.	H=1m Optimiz.	
$\Delta\sigma_s$ (MPa)	0	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240	0, 60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240
f <sub>y,p,d</sub> (MPa)	1,617.39	1,617.39		1,617.39		1,617.39	1,617.39	
f <sub>y,d</sub> (MPa)	434.78	434.78		434.78		434.78	434.78	
f <sub>c,d</sub> (MPa)	30.00	30.00		30.00		30.00	36.67	
A <sub>p</sub> (mm2)	92,100.00	91,800.00	83,400.00	95,400.00	90,900.00	98,400.00	118,500.00	118,200.00
H (mm)	1,400.00	1,400.00		1,200.00		2,200.00	1,000.00	
d (mm)	1,320.00	1,320.00		1,120.00		2,120.00	920.00	
d <sub>p</sub> (mm)	1,218.90	1,218.90		1,055.00		2,018.90	855.00	
Bloque comprimido:								
b <sub>1</sub> (mm)	13,325.00	13,325.00		13,325.00		5,316.00	13,325.00	
h <sub>1</sub> (mm)	284.35	284.35		284.35		1,000.00	284.35	
b <sub>2</sub> (mm)	5,370.00	5,370.00		5,840.00		8,155.00	6,357.00	
y <sub>2</sub> (mm)	318.92	253.00	168.66	264.65	223.11	296.52	245.22	243.14
y (mm)	236.07	213.09	185.87	221.71	207.10	231.60	219.36	218.59
M <sub>u</sub> (N.mm)	1.64E+11	1.56E+11	1.46E+11	1.34E+11	1.30E+11	1.36E+11	1.25E+11	1.25E+11
M <sub>u</sub> (kN.m)	163,838.79	155,925.90	146,093.36	133,729.91	129,895.95	135,565.96	124,928.52	124,770.11
M <sub>d</sub> (kN.m)	77,416.30	77,416.30	77,416.30	73,720.00	73,720.00	70,024.20	62,140.70	62,140.70
Verifica:	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí
Gobierna	ELS Ec.3	ELS Ec.3	ELU Ec.6	ELS Ec.3	ELU Ec.6	ELU Ec.6	ELU Ec.6	ELU Ec.6

Tabla 4-8 Verificación de Resistencia de las secciones optimizadas en centro luz Vano 3.

#### 4.2.1.2. VERIFICACIÓN DE LA FLECHA

Como en el Eurocódigo y EHE, la limitación referente a flechas es cualitativa, tomaremos la restricción que indica la IAP-11, en la cual se debe controlar la flecha vertical máxima producida por la sobre carga de uso ante combinación de carga frecuente.

Hay que precisar que el modelo numérico del tablero del puente en el Midas Civil, trabaja con la inercia bruta de la sección, es decir no toma en cuenta la contribución de las armaduras. Por lo que se realizó un cálculo de los factores de la contribución de la inercia homogenizada, hormigón y armaduras, para determinar la inercia fisurada de la sección real y consecuentemente la flecha real producida.

##### a) Inercia Fisurada

Para mostrar el procedimiento de cálculo de la inercia fisurada y factor de contribución de la misma en el cálculo de la flecha real, pondremos como ejemplo a la sección sobre apoyo Pila 3,  $H=2.4$  m y  $\Delta\sigma_s=0$  MPa.

- Datos:

Hormigón:

$$\phi=0$$

$$f_c= 45 \text{ MPa}$$

$$e_0=0.002$$

$$f_u= 38.3 \text{ MPa}$$

$$e_u=0.0035$$

Acero:

$$f_y= 500 \text{ MPa}$$

$$E= 2.0E+05 \text{ MPa}$$

$$E_1=2.0E+03 \text{ MPa}$$

Parámetros del pretensado:

$$E_p= 1.9E+05 \text{ MPa}$$

$$E_{p1}= 1.5E+04 \text{ MPa}$$

$$f_{py}= 1,690 \text{ MPa}$$

$$e_{py}= 0.0089$$

$$f_{pu}= 1,860 \text{ MPa}$$

$$e_{pu}= 0.02$$

$$f_{pk}= 1,124 \text{ MPa}$$

$$e_{pi}= 0.0059$$

- Solicitaciones:

$$M_{frecuente}= 121,034.9 \text{ kN.m}$$

$$N_d= 0.00E+00 \text{ N}$$

$$P_k= 75,539.8 \text{ kN} \quad e_{hip}= 0.399 \text{ m}$$

$$M_d= 9.09E+10 \text{ N.mm}$$

- Respuesta:

Con los datos de la Tabla A- de los Anejos, podemos calcular la matriz de rigidez tangente  $K_s$  de la sección:

$$K_s = \begin{array}{c|c} EA & EQ \\ \hline EQ & EI \end{array} \quad K_s = \begin{array}{c|c} 6.97E+11 & -1.04E+13 \\ \hline -1.04E+13 & 3.46E+17 \end{array} \quad |K_s| = 2.41E + 29$$

Donde:  $EI_- = EI - \frac{EQ^2}{EA}$

$EI_- = 3.46E+17 \text{ Nmm}^2$

Por último, la inercia fisurada  $I_{fis}$  viene dada por:

$$I_{fis} = \frac{EI_-}{E_{tangente}}$$

Donde:  $E_{tangente} = 2 \times (0.85 f'_c / \epsilon_0)$  es el módulo de elasticidad en el tramo inicial.

$I_{fis} = 9.05E+12 \text{ mm}^4 = 9.05 \text{ m}^4$ .

#### b) Flecha Real

La flecha real  $\delta_{fis}$  sería la flecha del Midas afectada por un factor de flecha equivalente  $ff_{eq}$  y este a su vez en función de la inercia bruta  $I_g$  y fisurada  $I_{fis}$ .

$$\delta_{fis} = \delta_{Midas} \times ff_{eq}$$

$$ff_{eq} = 0.25 ff_{apoyo1} + 0.25 ff_{apoyo2} + 0.5 ff_{vano}$$

$$ff_i = \frac{I_{g,i}}{I_{fis,i}}$$

Por ejemplo, continuando para la sección optimizada en Pila 3,  $H=2.4 \text{ m}$  y  $\Delta\sigma_s=0 \text{ MPa}$ , tenemos:

$I_g = 7.53 \text{ m}^4$

$I_{fis} = 9.05 \text{ m}^4$

$ff_a = 0.832$

Se debe verificar según la IAP-11 que la flecha  $\delta_{fis} < \frac{L}{1200}$  para el caso de puentes con zonas peatonales, donde  $L=51000 \text{ mm}$ . También verificaremos que la contraflecha a corto plazo según recomienda la EHE-08, cumpla  $cf_{fis} < \frac{L}{750}$  por tratarse de un puente continuo en una carretera con circulación rápida.

A continuación, Tabla 4-9, mostramos el resumen de dichos valores y la flecha real para todas las secciones optimizadas del Vano 3, apoyados en la Figura 3-16.

Cabe resaltar que la sección optimizada Vano3,  $H=1.00 \text{ m}$  no cumple para ninguna de las  $\Delta\sigma_s$ , por lo tanto descartaremos esta propuesta de sección por criterios de servicio, mientras que para el resto de secciones cumplen con el criterio de deformaciones.

Flechas y Contraflechas									
	H=1.4m Proyecto	H=1.4m Optimiz.		H=1.3m Optimiz.		H=1.2m Optimiz.		H=1.0m Optimiz.	
$\Delta\sigma_s$ (MPa)	0	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240	0	60, 100, 160, 200, 240
$ff_{v3}$	0.847	0.855	1.160	0.849	0.930	0.850	0.800	0.840	0.840
$ff_{p2}$	0.810	0.834	0.831	0.827	0.930	0.810	0.970	0.811	0.810
$ff_{p3}$	0.820	0.832	1.062	0.930	1.200	0.840	1.120	0.810	0.978
FF	0.831	0.844	1.053	0.864	0.998	0.838	0.923	0.825	0.867
$f_{sc-frec}^*$ (mm)	-28.90	-28.67	-28.78	-34.75	-34.81	-43.81	-43.80	-69.47	-69.37
$f_{sc\_uso\ frec}$ (mm)	-24.02	-24.20	-30.31	-30.01	-34.72	-36.69	-40.41	-57.33	-60.14
$f_{m\acute{a}x-IAP}$ (mm)	-42.50	-42.50	-42.50	-42.50	-42.50	-42.50	-42.50	-42.50	-42.50
Verifica:	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No	No
$Cf^{**}$ (mm)	14.02	27.34	25.58	29.49	26.88	31.10	28.19	65.06	49.20
$Cf$ (mm)	11.65	21.73	24.05	25.47	26.82	26.04	26.00	53.69	42.66
$cf_{m\acute{a}x}$ (mm)	68.00	68.00	68.00	68.00	68.00	68.00	68.00	68.00	68.00
Verifica:	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	Sí	No	No

(\*) Flecha obtenida del Midas Civil para la SC uso en combinación de carga frecuente.  
(\*\*) Contraflecha obtenida del Midas Civil para la acción del peso propio y el pretensado.

Tabla 4-9 Verificación de flechas y contraflechas reales de las secciones optimizadas fisuradas del Vano 3.

### 4.2.2. CRITERIO SÍSMICO

#### 4.2.2.1. ESPECTRO DE DISEÑO

Consideraremos la acción sísmica de Perú, para lo cual trabajaremos con el espectro de diseño contemplado por la normativa peruana (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2003) y (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2016). Conociendo el periodo de vibración, de la Figura 4-28 obtenemos las aceleraciones sísmicas para cada dirección  $S_{a,x}$  y  $S_{a,y}$  que se usarán en el siguiente apartado.

Para elaborar un espectro de diseño crítico, precisaremos que el puente sea categorizado como crítico, ubicado en zona costera, suelo perfil tipo III flexible, el tipo de subestructura: columna individual en la dirección longitudinal y columnas múltiples en la transversal para definir el factor de modificación de respuesta R, ver 0 de Anejos.

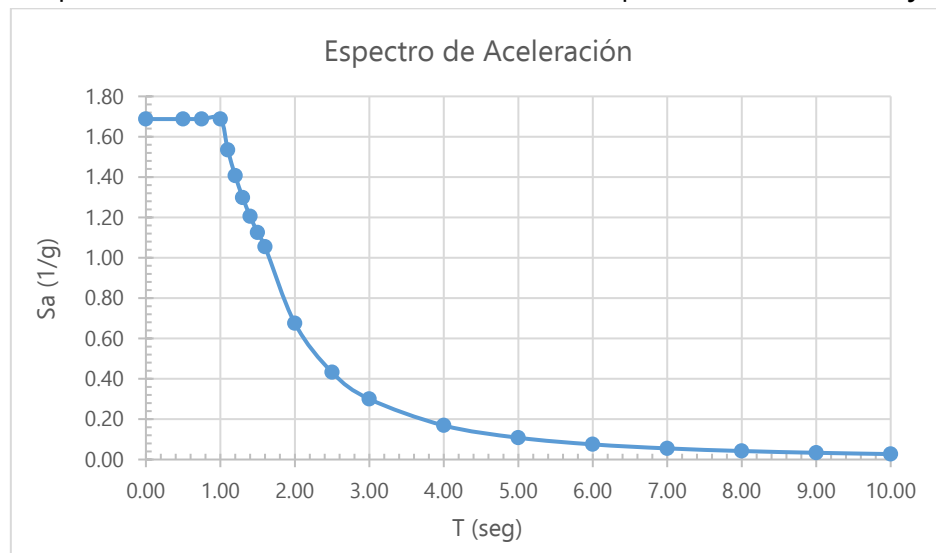


Figura 4-28 Pseudo espectro de aceleración sísmica de Perú.

A continuación se representan los periodos y aceleraciones sísmicas para ambas direcciones en las secciones propuestas de la optimización del diseño.

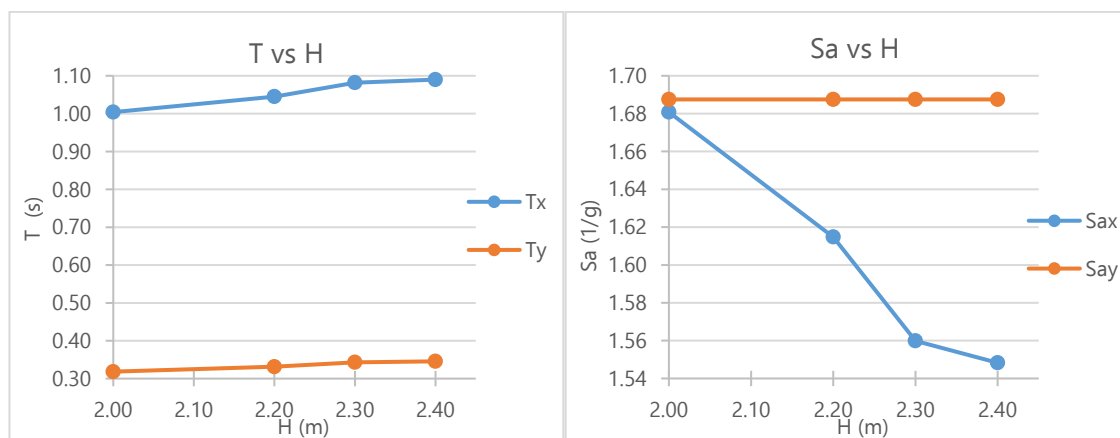


Figura 4-29 Periodos (izquierda) y Aceleraciones (derecha) sísmicas de las secciones optimizadas de Pila 3.

## 4.2.2.2. CORTANTE BASAL Y DESPLAZAMIENTOS

Siguiendo lo indicado en el apartado 2.3.4, mostraremos los valores de la cortante basal ( $V_{b,i}$ ) y desplazamientos ( $d_i$ ) en la Tabla 4-10 Cortante Basal y Desplazamientos de las secciones optimizadas de la Pila 3. Tabla 4-10, para cada una de las direcciones, longitudinal y transversal del puente, analizados para la sección sobre apoyo Pila 3.

	Periodos, Cortante Basal y Desplazamientos				
	H=2.4m Proyecto	H=2.4m Optimiz.	H=2.3m Optimiz.	H=2.2m Optimiz.	H=2m Optimiz.
$\Delta\sigma$ (MPa)	0	0, 60, 100, 160, 200, 238	0, 60, 100, 160, 200, 246	0, 60, 100, 160, 200, 254	0, 60, 100, 160, 200, 262
h (m)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
a (m)	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
b (m)	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
$I_x$ (m <sup>4</sup> )	3.75E-01	3.75E-01	3.75E-01	3.75E-01	3.75E-01
$I_y$ (m <sup>4</sup> )	9.33E-01	9.33E-01	9.33E-01	9.33E-01	9.33E-01
E (kN/m <sup>2</sup> )	3.00E+07	3.00E+07	3.00E+07	3.00E+07	3.00E+07
$K_x$ (kN/m)	540,462.00	540,462.00	540,462.00	540,462.00	540,462.00
$K_y$ (kN/m)	5,375,838.00	5,375,838.00	5,375,838.00	5,375,838.00	5,375,838.00
$m_{pila}$ (kN)	563.88	563.88	563.88	563.88	563.88
$m_{tablero}$ (kN)	15,699.30	15,699.30	15,456.20	14,385.00	13,236.40
$m_{total}$ (kN)	16,263.18	16,263.18	16,020.08	14,948.88	13,800.28
$T_x$ (s)	1.0899	1.0899	1.0818	1.0450	1.0040
$T_y$ (s)	0.3456	0.3456	0.3430	0.3313	0.3183
$S_{a,x}/g$	1.5483	1.5483	1.5599	1.6148	1.6808
$S_{a,y}/g$	1.6875	1.6875	1.6875	1.6875	1.6875
$V_{b,x}$ (kN)	247,018.49	247,018.49	245,149.10	236,807.94	227,547.88
$V_{b,y}$ (kN)	269,226.70	269,226.70	265,202.33	247,469.28	228,454.93
$d_x$ (mm)	457.05	457.05	453.59	438.16	421.02
$d_y$ (mm)	50.08	50.08	49.33	46.03	42.50

Tabla 4-10 Cortante Basal y Desplazamientos de las secciones optimizadas de la Pila 3.

## 4.2.3. CRITERIO AMBIENTAL

El parámetro a analizar será el de cambio climático, para lo cual se requiere conocer las emisiones de CO<sub>2</sub> al medio ambiente que afecta al calentamiento global. Considerando que la construcción del tablero es in situ, tomaremos como referencia los factores equivalentes de conversión de volumen de hormigón y peso de acero a kg-eq de CO<sub>2</sub> y MJ de energía consumida según lo señala el ITEC<sup>6</sup>.

A tal efecto desarrollamos la Tabla 4-11, en el que se aprecia las cantidades de emisiones de gas y consumo de energía de cada material (armadura pasiva, activa y hormigón) y para cada una de las secciones optimizadas.

<sup>6</sup> ITEC: Instituto de Tecnología de la Construcción Catalana.



Emisiones de CO <sub>2</sub> y Coste Energético											
CAMBIO CLIMÁTICO	Factor Equivalencia		H=2.4m Proyecto	H=2.4m Optimiz.		H=2.3m Optimiz.		H=2.2m Optimiz.		H=2m Optimiz.	
$\Delta\sigma_s$ (MPa)			0	0	60 - 240	0	60 - 240	0	60 - 240	0	60 - 240
<b>Armadura Activa:</b>											
Ap pila (mm <sup>2</sup> )			77,700.00	69,300.00	60,900.00	69,300.00	60,900.00	71,400.00	60,900.00	77,700.00	67,200.00
L <sub>p</sub> (m)			219.49	219.49	219.49	219.49	219.49	219.47	219.47	219.45	219.45
Ap vanos (mm <sup>2</sup> )			14,400.00	22,500.00	22,500.00	26,100.00	30,000.00	46,800.00	67,500.00	78,000.00	97,500.00
L <sub>v</sub> (m)			45.15	45.15	45.15	45.15	45.15	45.15	45.15	45.15	45.15
V (m <sup>3</sup> )			17.70	16.23	14.38	16.39	14.72	17.78	16.41	20.57	19.15
Y <sub>a</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )			7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00
Peso (Kg)			1.39E+05	1.27E+05	1.13E+05	1.29E+05	1.16E+05	1.40E+05	1.29E+05	1.61E+05	1.50E+05
<b>Acero</b>											
Coste Energético	35.00	MJ/kg	4.86E+06	4.46E+06	3.95E+06	4.50E+06	4.04E+06	4.89E+06	4.51E+06	5.65E+06	5.26E+06
Emisión CO <sub>2</sub>	2.82	kg/kg	3.92E+05	3.59E+05	3.18E+05	3.63E+05	3.26E+05	3.94E+05	3.63E+05	4.55E+05	4.24E+05
<b>Vaina acero corrugado</b>											
L <sub>total</sub> (m)			3.25E+03	3.34E+03	3.34E+03	3.34E+03	3.43E+03	3.52E+03	3.89E+03	3.79E+03	3.98E+03
Coste Energético	33.66	MJ/m	1.10E+05	1.13E+05	1.13E+05	1.13E+05	1.16E+05	1.19E+05	1.31E+05	1.28E+05	1.34E+05
Emisión CO <sub>2</sub>	2.71	kg/m	8.82E+03	9.06E+03	9.06E+03	9.06E+03	9.31E+03	9.55E+03	1.05E+04	1.03E+04	1.08E+04
<b>Tesado c/cric hidráulico</b>											
Coste Energético	7.71	MJ/t	1.07E+03	9.82E+02	8.70E+02	9.92E+02	8.91E+02	1.08E+03	9.93E+02	1.24E+03	1.16E+03
Emisión CO <sub>2</sub>	0.64	kg/t	88.71	81.31	72.07	82.12	73.77	89.11	82.24	103.09	95.95
<b>Inyección c/lechada</b>											
Volumen (l)			42.83	43.85	43.85	43.85	44.87	45.89	49.97	48.95	50.99
Coste Energético	7.87	MJ/l	336.92	344.96	344.96	344.96	352.99	361.00	393.13	385.07	401.14
Emisión CO <sub>2</sub>	1.20	kg/l	51.40	52.62	52.62	52.62	53.85	55.07	59.97	58.74	61.19
<b>Transporte</b>											
Tiempo	4.00	h/5T	112.00	104.00	92.00	104.00	96.00	112.00	104.00	132.00	124.00
Coste Energético	1,217.50	MJ/h	1.36E+05	1.27E+05	1.12E+05	1.27E+05	1.17E+05	1.36E+05	1.27E+05	1.61E+05	1.51E+05
Emisión CO <sub>2</sub>	97.5	kg/h	1.09E+04	1.01E+04	8.97E+03	1.01E+04	9.36E+03	1.09E+04	1.01E+04	1.29E+04	1.21E+04
Coste Energético		<b>MJ</b>	<b>5.11E+06</b>	<b>4.70E+06</b>	<b>4.18E+06</b>	<b>4.74E+06</b>	<b>4.28E+06</b>	<b>5.14E+06</b>	<b>4.77E+06</b>	<b>5.94E+06</b>	<b>5.55E+06</b>
Emisión CO <sub>2</sub>		<b>kg</b>	4.12E+05	3.79E+05	3.37E+05	3.82E+05	3.45E+05	4.14E+05	3.84E+05	4.79E+05	4.47E+05

Emisiones de CO <sub>2</sub> y Coste Energético											
CAMBIO CLIMÁTICO	Factor Equivalencia		H=2.4m Proyecto	H=2.4m Optimiz.		H=2.3m Optimiz.		H=2.2m Optimiz.		H=2m Optimiz.	
$\Delta\sigma_s$ (MPa)			0	0	60 - 240	0	60 - 240	0	60 - 240	0	60 - 240
<b>Armadura Pasiva:</b>											
As=			57,780.17	28,462.83	28,462.83	27,928.76	27,928.76	26,533.89	26,533.89	25,013.36	25,013.36
L (m)			219.49	219.49	219.49	219.49	219.49	219.49	219.49	219.49	219.49
V (m3)			12.68	6.25	6.25	6.13	6.13	5.82	5.82	5.49	5.49
$\gamma_a$ (Kg/m3)			7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00	7,850.00
Peso (Kg)			99,555.03	49,041.36	49,041.36	48,121.15	48,121.15	45,717.80	45,717.80	43,097.93	43,097.93
Coste Energético	37.18	MJ/Kg	3.70E+06	1.82E+06	1.82E+06	1.79E+06	1.79E+06	1.70E+06	1.70E+06	1.60E+06	1.60E+06
Emisión CO <sub>2</sub>	3.00	kg/Kg	2.99E+05	1.47E+05	1.47E+05	1.44E+05	1.44E+05	1.37E+05	1.37E+05	1.29E+05	1.29E+05
<b>Hormigón:</b>											
Peso (Kg)			6.34E+06	6.34E+06	6.34E+06	6.22E+06	6.22E+06	5.78E+06	5.78E+06	5.28E+06	5.28E+06
$\gamma_h$ (Kg/m3)			2,548.42	2,548.42	2,548.42	2,548.42	2,548.42	2,548.42	2,548.42	2,548.42	2,548.42
V (m3)			2,488.25	2,488.25	2,488.25	2,441.44	2,441.44	2,267.60	2,267.60	2,073.77	2,073.77
Coste Energético	1,433.71	MJ/m3	3.57E+06	3.57E+06	3.57E+06	3.50E+06	3.50E+06	3.25E+06	3.25E+06	2.97E+06	2.97E+06
Emisión CO <sub>2</sub>	265.91	kg/m3	6.62E+05	6.62E+05	6.62E+05	6.49E+05	6.49E+05	6.03E+05	6.03E+05	5.51E+05	5.51E+05
Tiempo bombeo	48.00	h									
Coste Energético	949.46	MJ/h	45,574.15	45,574.15	45,574.15	45,574.15	45,574.15	45,574.15	45,574.15	45,574.15	45,574.15
Emisión CO <sub>2</sub>	75.69	kg/h	3,633.23	3,633.23	3,633.23	3,633.23	3,633.23	3,633.23	3,633.23	3,633.23	3,633.23
Total Coste Energético		MJ	3,612,997.5	3.61E+06	3.61E+06	3.61E+06	3.55E+06	3.55E+06	3.30E+06	3.30E+06	3.02E+06
Total Emisión CO <sub>2</sub>		kg	665,289.05	6.65E+05	6.65E+05	6.65E+05	6.53E+05	6.53E+05	6.07E+05	6.07E+05	5.55E+05
T O T A L Coste Energético:		MJ	12,426,053.9	1.243E+07	1.014E+07	9.614E+06	1.008E+07	9.613E+06	1.014E+07	9.765E+06	1.056E+07
% Ahorro sg/H				18.44%	22.63%	18.89%	22.63%	18.41%	21.42%	14.99%	18.17%
% Ahorro sg/ $\Delta\sigma_s$					5.14%		4.61%		3.69%		3.74%
T O T A L Emisión CO <sub>2</sub> :		Kg-eq	1,375,756.4	1.376E+06	1.191E+06	1.149E+06	1.179E+06	1.142E+06	1.158E+06	1.128E+06	1.163E+06
% Ahorro sg/H				13.43%	16.49%	14.28%	17.00%	15.82%	18.01%	15.46%	17.77%
% Ahorro sg/ $\Delta\sigma_s$					3.53%		3.18%		2.60%		2.74%

Tabla 4-11 Emisiones de CO<sub>2</sub> y Coste Energético de las secciones optimizadas según materiales de construcción.

#### 4.2.4. CRITERIO PRESUPUESTAL

De la base de datos del ITEC de España, actualizada a enero de 2017, elaboramos un presupuesto de solamente los componentes evaluados en el presente trabajo, es decir la incidencia del costo del hormigón, armadura pasiva, armadura activa y sus derivados, para cada una de las propuestas de las secciones optimizadas.

Es así que elaboramos la tabla en que se detalla los metrados según criterios de costos y los respectivos costos unitarios para la construcción in situ del puente.

METRADOS Y PRESUPUESTO											
	C.U.		H=2.4m	H=2.4m Optimiz.		H=2.3m Optimiz.		H=2.2m Optimiz.		H=2m Optimiz.	
$\Delta\sigma$ (MPa)			Proyecto	0	60 - 240	0	60 - 240	0	60 - 240	0	60 - 240
<b>Armadura Activa:</b>			412,447.46 €	384,973.04 €	280,621.10 €	386,846.31 €	300,524.21 €	420,093.49 €	327,620.01 €	493,169.33 €	472,683.48 €
Acero			336,788.48 €	305,375.94 €	213,115.60 €	307,247.73 €	216,996.58 €	326,832.94 €	236,383.13 €	384,577.67 €	353,902.10 €
Peso $\Phi>31u$ L>70m (Kg)	2.46	€/kg	133,876.83	119,403.66	-	119,407.28	-	123,014.48	-	133,856.50	115,767.78
Peso $\Phi>31u$ L<70m (Kg)	2.00	€/kg	-	-	-	-	-	-	-	27,645.35	34,556.68
Peso $\Phi<31u$ L>70m (Kg)	1.92	€/kg	-	-	104,933.67	-	104,933.67	-	104,924.11	-	-
Peso $\Phi<31u$ L<70m (Kg)	1.46	€/kg	5,103.76	7,974.62	7,974.62	9,250.56	10,632.83	16,587.21	23,923.86	-	-
Vaina acero corrugado			20,789.66 €	21,335.98 €	21,335.98 €	21,335.98 €	21,882.29 €	22,426.81 €	24,612.07 €	24,063.96 €	25,156.59 €
Longitud $\Phi=130$ mm (m)	6.41	€/m	3,072.86	3,072.86	3,072.86	3,072.86	3,072.86	3,072.58	3,072.58	3,072.30	3,072.30
Longitud $\Phi=120$ mm (m)	6.05	€/m	180.60	270.90	270.90	270.90	361.20	451.50	812.70	722.40	903.00
Tesado c/cric hidráulico			169.20 €	154.84 €	129.84 €	156.32 €	132.90 €	169.15 €	148.18 €	197.03 €	183.40 €
Peso $F\leq 8000$ kN (t)	1.22	€/t	133.88	119.40	-	119.41	-	123.01	-	161.50	150.32
Peso $F\leq 6000$ kN (t)	1.15	€/t	5.10	7.97	112.91	9.25	115.57	16.59	128.85	-	-
Anclaje plancha acero-acoplador			54,619.60 €	58,023.84 €	45,957.24 €	58,023.84 €	61,428.08 €	70,578.32 €	66,382.68 €	84,238.64 €	93,345.52 €
Cantidad $F\leq 8500$ kN	1,138.36	€/u	42.00	42.00	-	42.00	42.00	62.00	-	74.00	82.00
Cantidad $F\leq 6500$ kN	851.06	€/u	8.00	12.00	54.00	12.00	16.00	-	78.00	-	-
Inyección c/lechada			80.52 €	82.44 €	82.44 €	82.44 €	84.36 €	86.27 €	93.95 €	92.03 €	95.87 €
Volumen $\Phi=130$ mm (l)	1.88	€/l	40.79	40.79	40.79	40.79	40.79	40.78	40.78	40.78	40.78
Volumen $\Phi=120$ mm (l)	1.88	€/l	2.04	3.06	3.06	3.06	4.09	5.11	9.19	8.17	10.21
<b>Armadura Pasiva:</b>			121,118.07 €	59,729.77 €	59,729.77 €	58,631.92 €	58,631.92 €	55,680.13 €	55,680.13 €	52,510.08 €	52,510.08 €
Peso $\Phi>16$ mm (Kg)	1.21	€/kg	83,142.96	39,298.04	39,298.04	37,988.11	37,988.11	36,678.17	36,678.17	34,058.30	34,058.30
Peso $\Phi\leq 16$ mm (Kg)	1.25	€/kg	16,412.07	9,743.32	9,743.32	10,133.05	10,133.05	9,039.63	9,039.63	9,039.63	9,039.63
<b>Hormigón:</b>			281,396.56 €	281,396.56 €	281,396.56 €	276,102.75 €	276,102.75 €	256,442.88 €	256,442.88 €	240,557.66 €	240,557.66 €
Volumen HP-45	113.09	€/m³	2,488.25	2,488.25	2,488.25	2,441.44	2,441.44	2,267.60	2,267.60	-	-
Volumen HP-55	116.00	€/m³	-	-	-	-	-	-	-	2,073.77	2,073.77
COSTO TOTAL			814,962.10 €	726,099.38 €	621,747.43 €	721,580.97 €	635,258.88 €	732,216.50 €	639,743.02 €	786,237.08 €	765,751.22 €
COSTO / M2			278.99 €	248.57 €	212.85 €	247.03 €	217.47 €	250.67 €	219.01 €	269.16 €	262.15 €
% Ahorro sg/H				10.90%	23.71%	11.46%	22.05%	10.15%	21.50%	3.52%	6.04%
% Ahorro sg/ $\Delta\sigma$					14.37%		11.96%		12.63%		2.61%

Tabla 4-12 Metrados y Presupuesto de las secciones optimizadas del tablero.

### 4.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 4.3.1. CRITERIO DE RESISTENCIA Y SERVICIO

Cabe indicar que para todas las secciones cuando se impone un incremento de tensiones en la armadura  $60 \text{ MPa} \leq \Delta\sigma_s \leq 240 \text{ MPa}$ , el diseño queda limitado por un mismo EL ya sea el ELS Iec\*5 de combinación de carga cuasi permanente y ELU Iec\*6 para sección sobre pila  $H \geq 1.3 \text{ m}$  y  $H \leq 1.2 \text{ m}$ , respectivamente, o el ELU Iec\*6 de combinación de carga de resistencia para todas las secciones de vano. A continuación se presentan el comportamiento de las siguientes prestaciones del diseño con HPP del tablero.

En la Figura 4-30 se presentan el rango del espacio de soluciones factibles en términos de fuerzas de tesado, en sección de centro luz Vano 3, existe una notoria variación entre los diferentes cantos propuestos siendo el de mayor holgura para  $H=1.40 \text{ m}$  y más cuando se permite fisuración alcanzando un 66%; a diferencia que en la sección sobre apoyo Pila 3, prácticamente se tiene la misma holgura para  $\Delta\sigma_s \leq 60 \text{ MPa}$  y para el caso de  $H=2.0 \text{ m}$ , esta variación incrementa hasta llegar a un valor próximo al de  $H=2.4 \text{ m}$ , debido a que la  $P_{\text{máx}}$  incrementa debido a una mayor resistencia del hormigón  $f'c=55 \text{ MPa}$ , alcanzando un 72% de permisión respecto a la fuerza de tesado.

En los Anejos, desde la Tabla 0-9 hasta la Tabla 0-16 se presentan los valores de los parámetros de diseño obtenidos para las secciones óptimas y de las cuales se puede graficar lo siguiente:

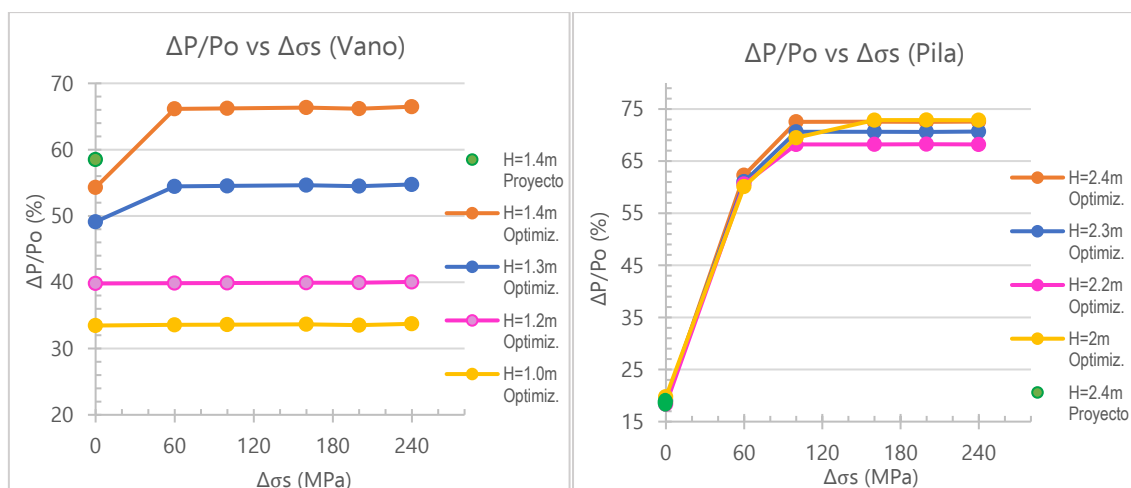


Figura 4-30 Rango de fuerza de tesado en sección de Vano 3 (izquierda) y sobre Pila 3 (derecha) según  $\Delta\sigma_s$  de las secciones optimizadas.

El porcentaje de holgura de la fuerza de pretensado, en sección Vano 3 va reduciéndose a medida que disminuye el canto del tablero, para  $H=1.4 \text{ m}$  se alcanzan los mayores porcentajes y más aún para  $\Delta\sigma_s \geq 60 \text{ MPa}$ , en el que los valores son similares entre sí. En la sección Pila 3, el comportamiento es casi constante para cada tensión admitida y mayor a medida que permitimos fisuración, a partir de  $\Delta\sigma_s \geq 100 \text{ MPa}$  los valores son muy próximos, como se aprecia en la Figura 4-31.

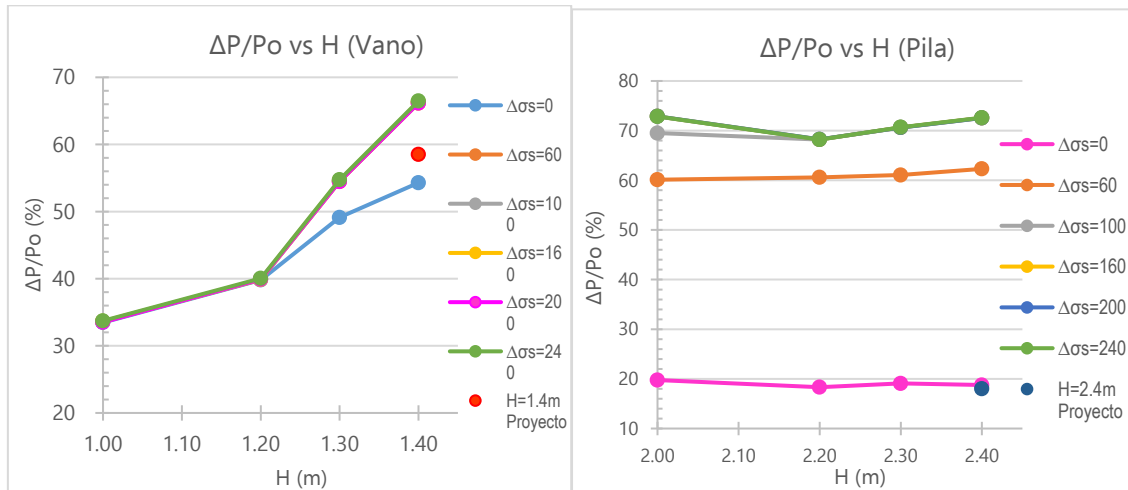


Figura 4-31 Rango de fuerza de tesado en sección de Vano 3 (izquierda) y sobre Pila 3 (derecha) según canto H de las secciones optimizadas.

Respecto al área de pretensado, hay que mencionar que como la fuerza de tesado se estabiliza cuando  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa, por consiguiente el área de pretensado  $A_p$ , para cada sección se obtiene una menor  $A_p$  cuando se permite fisura y esta es más notoria para el mayor canto del tablero. En Vano 3 se alcanza el mayor valor debido a que las pérdidas son mayores, siendo aproximadamente  $A_p = 1.2E+5$  mm<sup>2</sup> e igual para todas las tensiones de tracción en armadura; y en la sección sobre Pila 3, un  $A_p = 7.75E+4$  mm<sup>2</sup> sin fisurar y a pesar de que las solicitaciones son mayores.

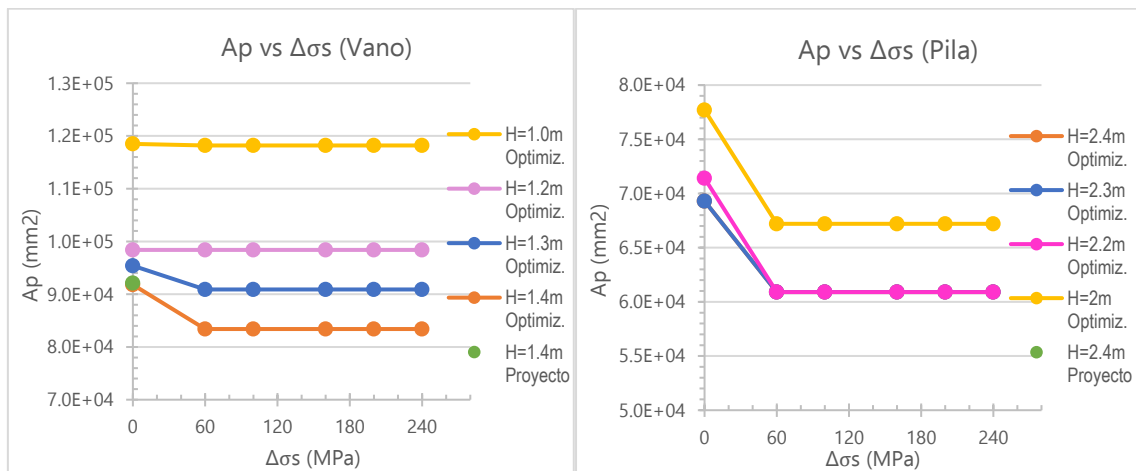


Figura 4-32 Área de pretensado real en sección de Vano 3 (izquierda) y sobre Pila 3 (derecha) según  $\Delta\sigma_s$  de las secciones optimizadas.

Como las cargas actuantes son las mismas para todas las secciones propuestas, se tiene que para menor canto del tablero se requerirá de una mayor  $A_p$  de tal manera que compense la resistencia del mismo, ver Figura 4-33. Este comportamiento es más notorio en la sección de Vano 3, mientras que en Pila 3 a partir de  $H < 2.2$  m porque se trabajó con áreas reales de pretensado iguales para  $H \geq 2.2$  m cuando permitimos cualquier ancho de fisura.

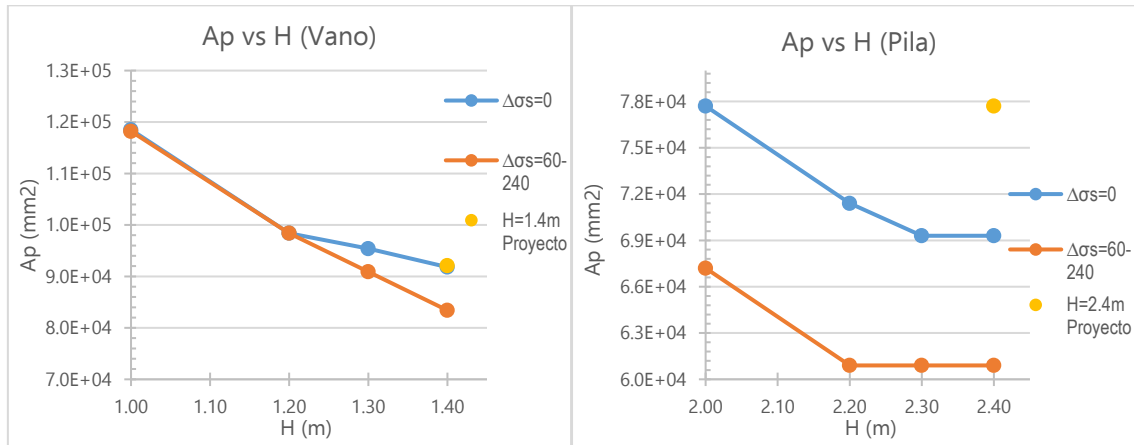


Figura 4-33 Área de pretensado real en sección de Vano 3 (izquierda) y sobre Pila 3 (derecha) según canto H de las secciones optimizadas.

A continuación se aprecia en la Figura 4-34, los porcentajes de ahorro del  $A_p$  real empleada en sección de vano, alcanzando un ahorro máximo aproximado de 10% para  $H=1.4$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa; en sección sobre apoyo, 22% para  $H \geq 2.2$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa.

Hay que mencionar que en sección sobre apoyo el ahorro es positivo aunque menor para  $H=2$  m; mientras que para sección de vano  $H \leq 1.2$  m con permisión de fisura y  $H \leq 1.3$  m sin fisura, no existe ahorro, por el contrario incrementa el  $A_p$  en casi 30%.

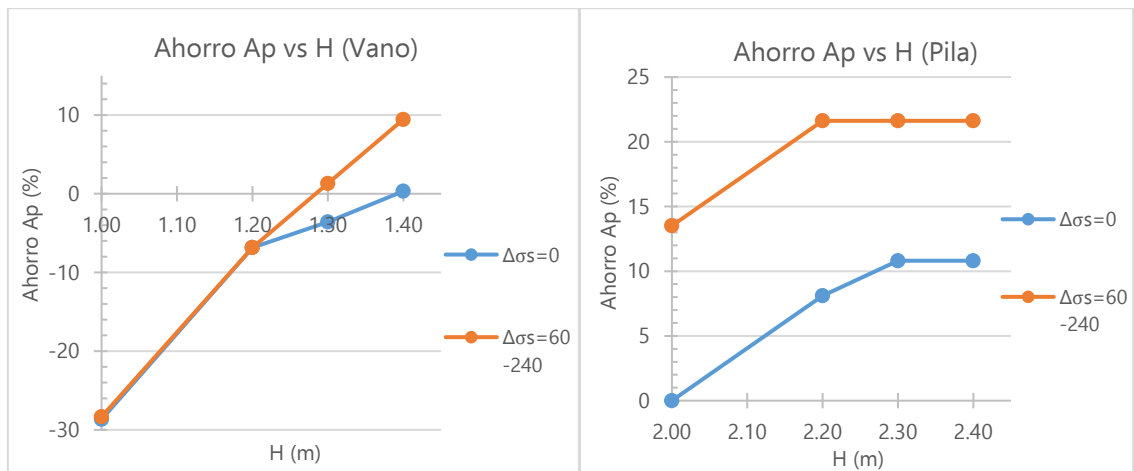


Figura 4-34 Ahorro del  $A_p$  de las secciones optimizadas en centro luz de vano (izquierda) y sobre apoyo (derecha).

Referente al peso del tablero, podemos concluir como es de esperar que este disminuya directamente proporcional al canto del mismo. Solamente resaltar que para  $H=1.3$  m (vanos) debido a la geometría se tienen propiedades muy similares a la sección original  $H=1.4$  m, es decir, masa, inercia, entre otros.

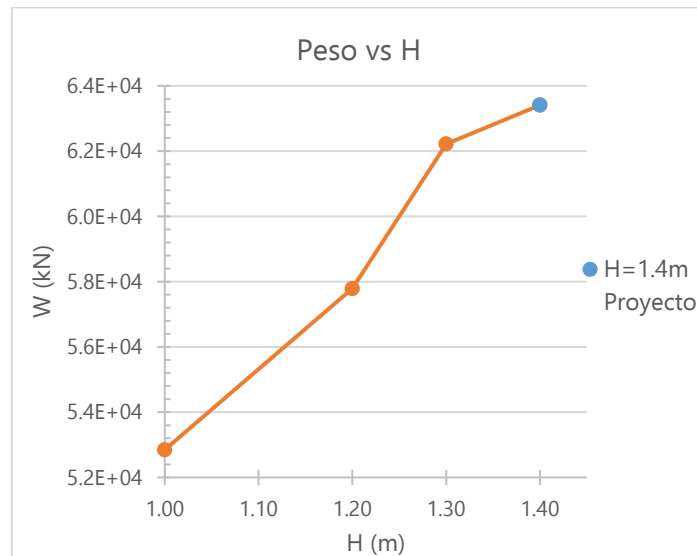


Figura 4-35 Variación del peso del puente para las secciones optimizadas del tablero.

Referente a las **prestaciones de servicio**, las flechas alcanzan los 40 mm cuando permitimos fisuración. Para analizar la contraflecha hay que sopesar el efecto del peso propio y la acción del pretensado, haciendo un balance de estas, se tiene que se producen flechas de menor valor que las generadas por la  $SC_{uso}$  llegando a los 35 mm.

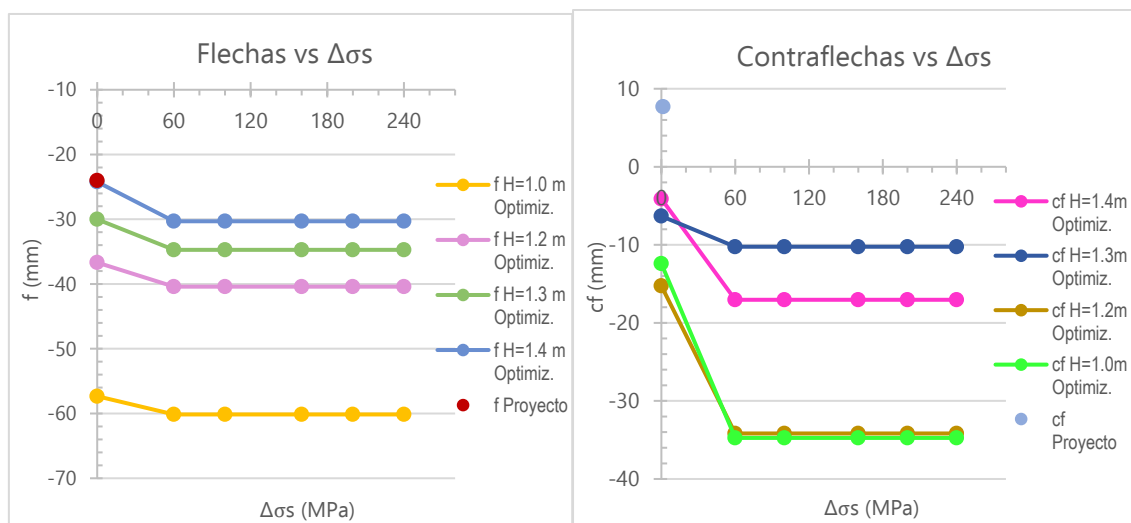


Figura 4-36 Flechas (izquierda) y contraflechas (derecha) en sección de Vano 3 según  $\Delta\sigma_s$  de las secciones optimizadas.

También se puede decir que las flechas son mayores a medida que disminuye el canto del tablero. Para la sección  $H=1.3\text{ m}$ , la contraflecha disminuye debido a que la inercia y peso (ver Figura 4-35) es próxima a los de la sección original, pero el  $A_p$  es mayor lo que disminuye la contraflecha.



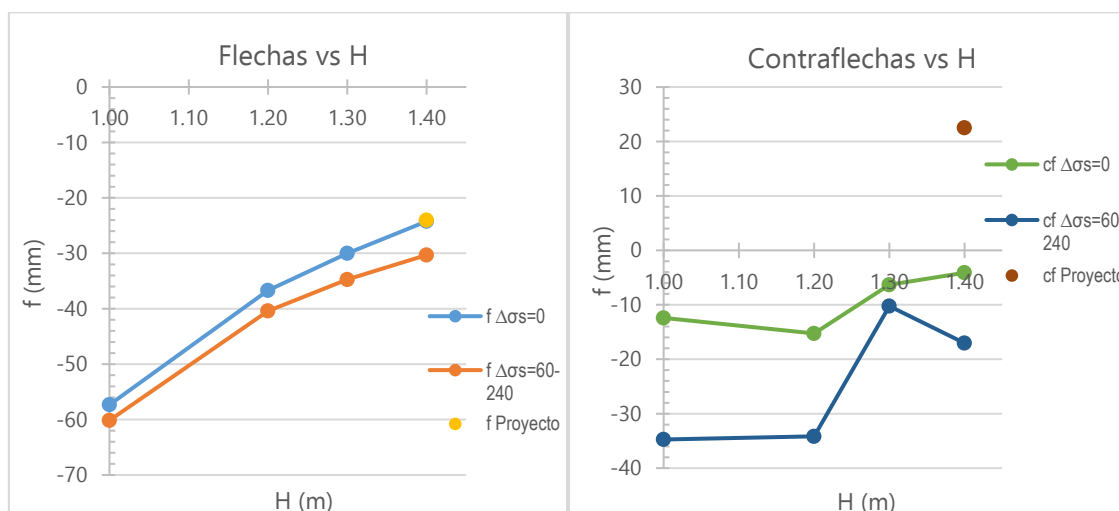


Figura 4-37 Flechas (izquierda) y contraflechas (derecha) en secciones optimizadas.

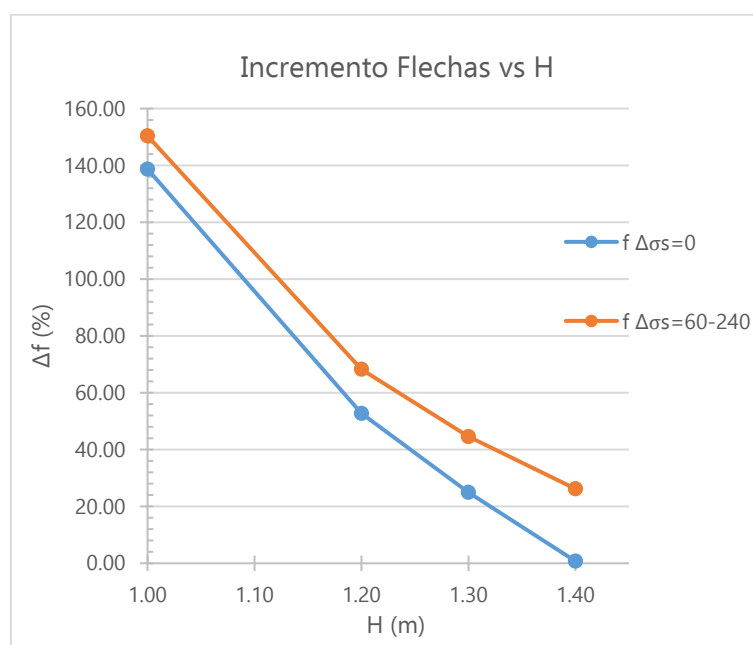


Figura 4-38 Incremento de flechas de las secciones optimizadas.

De todo esto se puede decir que el ELS, flechas, nos limitará el criterio de reducción del canto del tablero para obtener la sección óptima última.

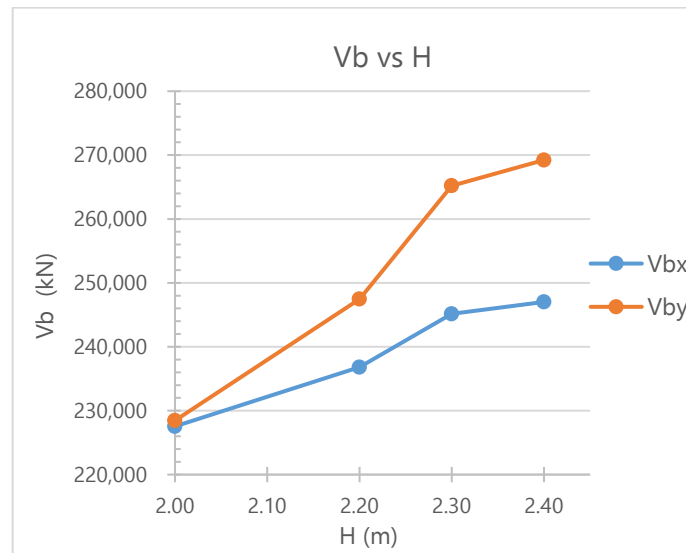
#### 4.3.2. CRITERIO SÍSMICO

Se puede inferir el siguiente comportamiento o evolución de la cortante basal y desplazamientos a medida que reducimos el canto de las secciones de la Figura 4-39.

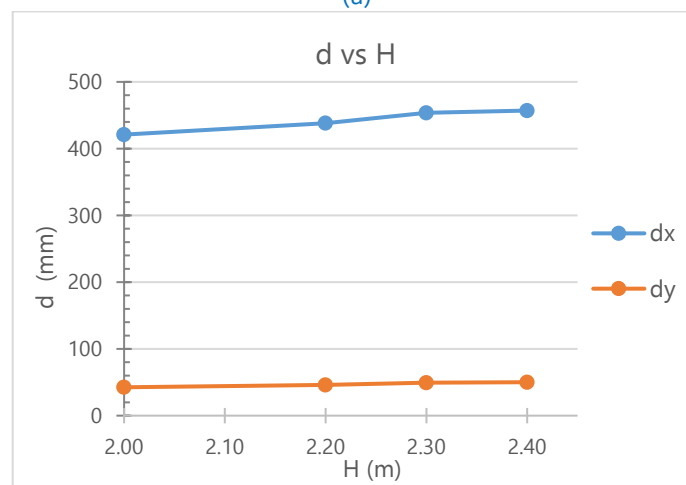
La cortante basal es menor a medida que se disminuye el canto y los valores de  $V/b_x$  y  $V/b_y$  se aproximan en  $H=2$  m. Los desplazamientos elásticos  $d$  disminuyen ligeramente a

medida que se disminuye el canto de la sección en la dirección longitudinal y sus valores son mayores a los de la dirección transversal que además se mantienen casi constantes.

La sección óptima por criterio sísmico sería la de  $H=2.0$  m, debido a que representa menor peso y por lo tanto es menor la acción sísmica sobre la estructura.



(a)



(b)

Figura 4-39 Cortante Basal (a) y Desplazamientos elásticos (b) de las secciones optimizadas Pila 3.

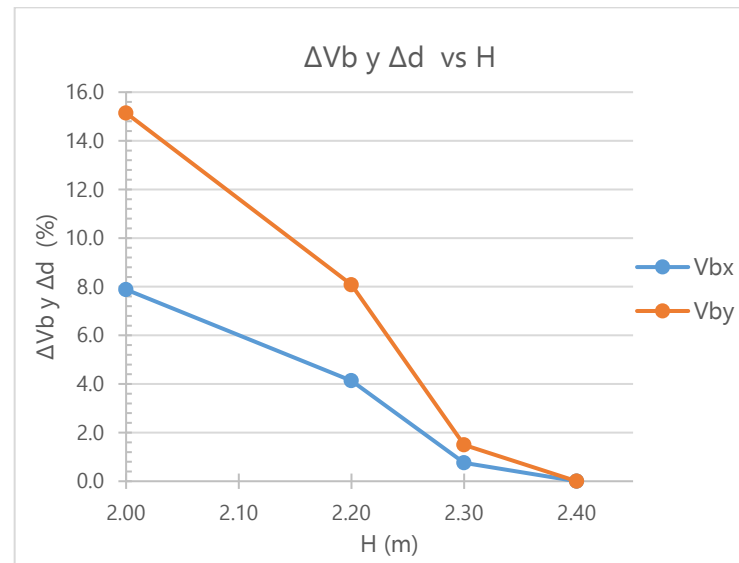
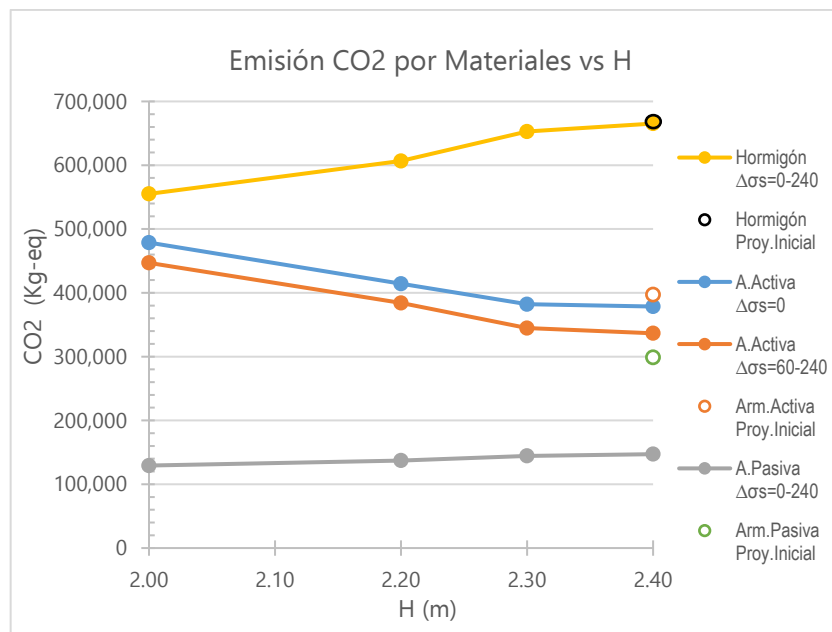


Figura 4-40 Disminución de la cortante basal y desplazamientos para las secciones optimizadas.

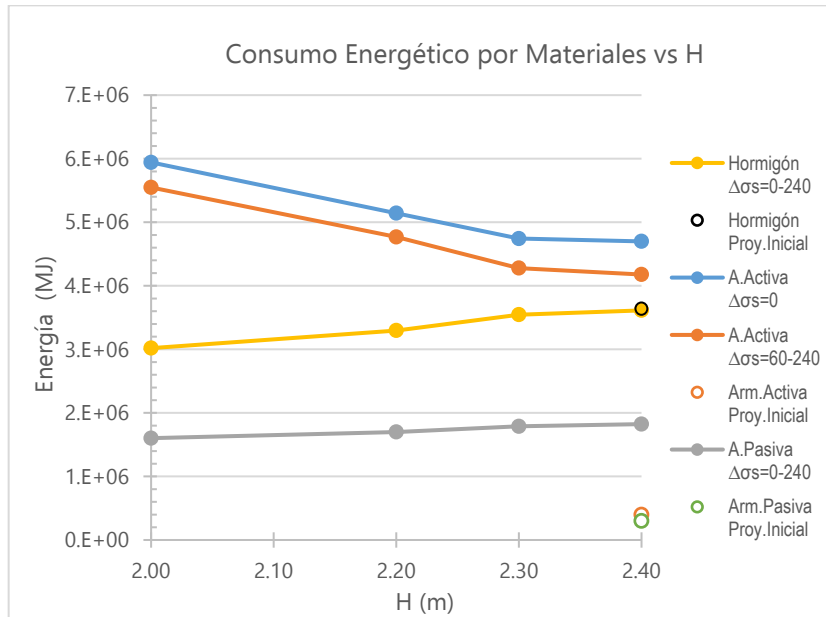
#### 4.3.3. CRITERIO AMBIENTAL

De la Figura 4-41 se discierne que las **emisiones de  $CO_2$**  del hormigón, disminuyen a medida que disminuye el canto de las secciones; mientras que las del pretensado, aumentan, cabe precisar que a mayor incremento de tensiones, disminuyen dichas emisiones para cualquier sección. La armadura pasiva no sufre variaciones considerables en la emisión de  $CO_2$  en todas las secciones optimizadas.

Respecto al coste energético, se tiene un comportamiento similar a las emisiones de  $CO_2$ , a diferencia que en este caso los valores procedentes del hormigón son menores a los del pretensado.



(a)

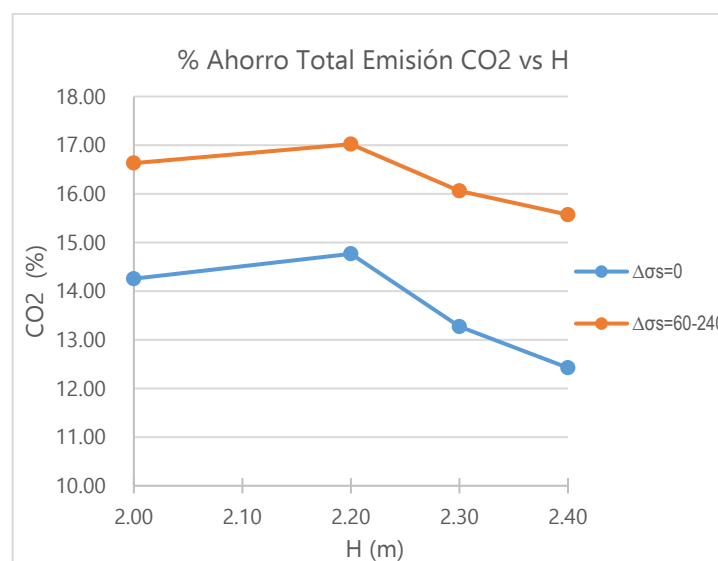


(b)

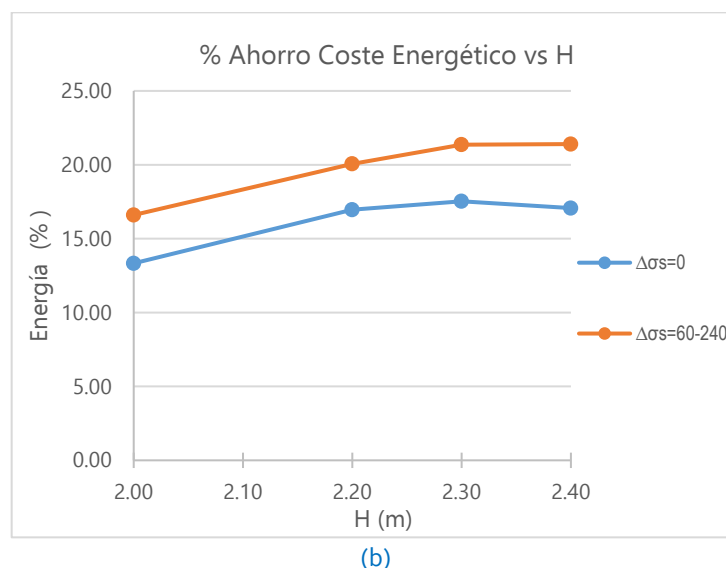
Figura 4-41 Emisión de  $\text{CO}_2$  (a) y coste energético (b) por cada material para las secciones optimizadas.

A nivel global se infiere que el ahorro en emisiones de  $\text{CO}_2$ , ver (a) de la Figura 4-42, con respecto al proyecto inicial, incrementa a medida que se reduce el canto del tablero, llegando al orden del 17% para incrementos de tensiones a partir de los 60 MPa y del 15% cuando no se permite fisura hasta un canto de  $H=2.20\text{m}$ . Si se disminuye más el canto de la sección, sufre una ligera disminución del ahorro debido a la predominancia de los efectos del pretensado.

Del balance global, a diferencia de las emisiones de  $\text{CO}_2$ , se tiene que el ahorro del **coste energético**, disminuye a medida que se reduce el canto del tablero como se aprecia en la Figura 4-42 (b), pues la energía requerida por el hormigón tiene una pendiente menor que la del pretensado.



(a)



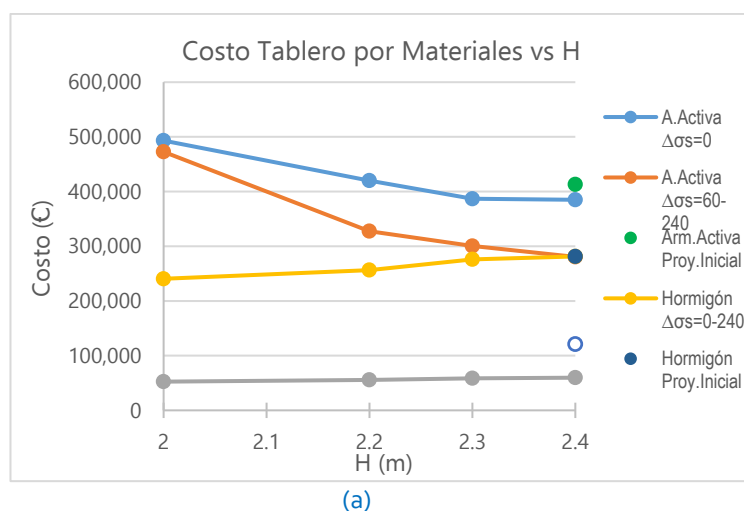
(b)  
Figura 4-42 Ahorro de emisión de CO<sub>2</sub> y de coste energético de las secciones optimizadas en la construcción del tablero.

Hay que decir que el banco de datos del ITEC, considera 100% materia prima y 0% contenido reciclado, lo que puede afectar el consumo energético, incrementándolo como vimos.

#### 4.3.4. CRITERIO PRESUPUESTAL

Como ya es sabido que a medida que disminuye el canto del tablero, incrementa el área de pretensado ante las mismas solicitaciones, por lo que el costo del mismo también incrementa y más cuando no se permite fisura. Cabe mencionar que cuando  $H=2.0$  m el costo del pretensado con  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa se aproxima al que no permite fisura. Para el caso del hormigón, como es lógico esperar, el costo disminuye cuando disminuye el canto, aunque en menor proporción en que aumenta el acero. Mientras tanto el costo de la armadura pasiva se mantiene casi constante para todas las secciones.

Haciendo un balance global, el costo por m<sup>2</sup>, resulta ser mayor a medida que disminuimos el canto del tablero y más costosas aquella que permiten fisura en todas las secciones, pero menores al costo del proyecto inicial como se aprecia en Figura 4-43 (b).



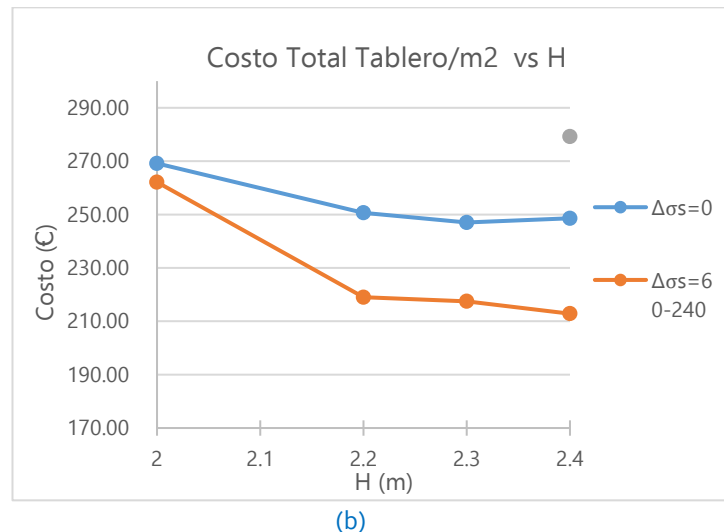


Figura 4-43 Costo del tablero por materiales (a) y por m² (b) de las secciones optimizadas.

También se debe precisar que cuando se reduce demasiado el canto de la sección, el ahorro decrece considerablemente, por lo que hasta  $H=2.2$  m resulta aceptable el ahorro, bordeando el 22% para  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa y un 10% a cuando no permitimos fisuración, todas respecto al costo del proyecto inicial. Cabe indicar que igual en todos los casos existe ahorro y más cuando se permite fisuración como se aprecia en la siguiente figura:

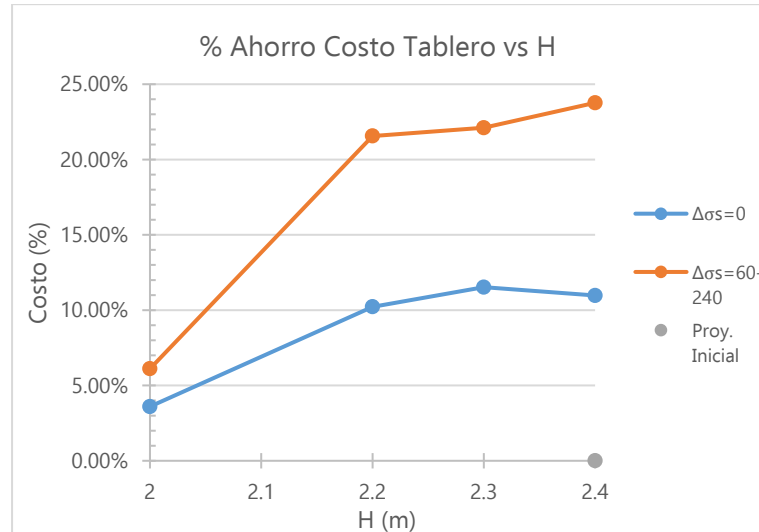


Figura 4-44 Ahorro del Costo del tablero de las secciones optimizadas.

## CAPÍTULO 5.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1. CONCLUSIÓN GENERAL

A través del pretensado parcial, logramos optimizar el diseño de una determinada sección del tablero del puente y obtener efectos ambientales y económicamente favorables.

Con la reducción del canto del tablero se logra un mejor comportamiento en zonas sísmicas y contribución favorable ante el calentamiento global, hasta que el estado límite de deformación, flechas, nos los permita.

#### 5.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS

- La reducción del  $A_p$  es posible hasta  $\Delta\sigma_s < 60$  MPa pues es el diseño es gobernado por el ELS, Iec\*3 de combinación de carga frecuente. En sección sobre pila, el diseño con HPP es limitado por el ELS Iec\*5 de combinación de carga cuasi permanente y ELU Iec\*6 para  $H \geq 1.3$  m y  $H \leq 1.2$  m, respectivamente para  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa. En sección de vano es limitado por el ELU Iec\*6 de combinación de carga de resistencia para todos los  $\Delta\sigma_s$ .
- Sobre las prestaciones de rango de soluciones factibles  $\Delta P/P_o$ , se permite un mayor rango de las fuerzas permitidas, o lo mismo decir, mayor tracción en fibra inferior en servicio en la sección de vano  $H = 1.4$  m,  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa alcanzando el 66% respecto a su correspondiente fuerza de tesado y superior al del proyecto. Para secciones sobre apoyo en pila se alcanza un 72% aproximadamente para  $H = 2.4$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 100$  MPa, todos los casos son mayores que al del proyecto.
- A nivel de resistencia, el máximo ahorro en términos de área de pretensado se da con la sección inicial  $H = 1.4$  m, logrando ahorrar un 22% sobre apoyo en pila y un 10% en vano, ambas respecto al planteamiento inicial. La sección óptima bajo este criterio sería la de  $H = 1.4$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa.
- A nivel de servicio, la sección mínima del tablero permitida por la normativa es  $H = 1.2$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa en vano, incrementando las flechas en un 70% con respecto a la del proyecto inicial. La sección óptima bajo este criterio sería la de  $H = 1.2$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa.

- A nivel sísmico, se logra disminuir en un 4.1% la cortante basal y desplazamiento en la dirección longitudinal y un 8.1% en la dirección transversal para la sección de menor masa posible que satisfaga los criterios de resistencia y servicio, es decir  $H=1.2$  m.
- Según el criterio ambiental, se logra ahorrar un 17.0% las emisiones de  $\text{CO}_2$  y 20% el consumo de energía para la sección que satisfaga los criterios de resistencia y servicio, es decir  $H=1.2$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa. Mientras que para el consumo energético, la sección óptima sería la de  $H=1.4$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa, ahorrándose aproximadamente un 22% con respecto al proyecto inicial.
- A nivel presupuestal, solamente para los materiales analizados en el presente estudio, la sección óptima sería la de  $H=1.4$  m y  $\Delta\sigma_s \geq 60$  MPa con un ahorro del 24% con respecto al proyecto inicial.

### 5.3. RECOMENDACIONES

#### 5.3.1. A NIVEL DE PROYECTO

- Si se desea valorar el criterio medio ambiental (emisiones de  $\text{CO}_2$ ) y sísmico, según sea la zona, como nuestro caso, se recomienda para la elección de la sección óptima del tablero del puente, aquella de menor canto que satisfaga los ELS y ELU, es decir  $H=1.2$  m en vano y  $\Delta\sigma_s=60$  MPa.
- Se recomienda por cuestiones económicas y de consumo energético, trabajar con secciones no muy esbeltas, para nuestro caso con  $H=1.4$  m y  $\Delta\sigma_s=60$  MPa.
- Por razones de durabilidad basta imponer un  $\Delta\sigma_s=60$  MPa, ya que los efectos desde el punto de vista de resistencia y servicio son los mismos a que si imponemos mayores tracciones en la armadura o lo mismo decir ancho de fisura.

#### 5.3.2. A NIVEL DE INVESTIGACIÓN

- Se puede extender el estudio a diferentes tipos de puentes, es decir queda abierta la posibilidad de conocer el comportamiento ante puentes con sección de viga-losa, viga cajón, viga artesa, entre otras que sean construidas in situ.
- Se puede extender el estudio a nivel de optimización de la sección de las pilas según un diseño sismorresistente o no.
- Queda abierta la línea de investigación, respecto a la comparación del diseño HPP según otras normativas como las americanas.



## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO, A. A. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. *6th Edition*. WASHINGTON, DC, USA: AASHTO.
- ACI ASCE, C. 4. (1999). State of the art report on partially prestressed concrete.
- Aguiar F., R. (2000). Fuerzas Sísmicas en los Países Bolivarianos. *Monografías de Ingeniería Sísmica*. Barcelona: CIMNE-Editor A.H. Barbat.
- Alameh, A., & Harajli, M. (1989). Deflection of Progressively Cracking Partially Prestressed Concrete Flexural Members. *PCI JOURNAL*. Lebanon: American University of Beirut.
- Bachmann, H. (1984). Design of Partially Prestressed Concrete Structures Based on Swiss Experiences. *PCI JOURNAL*. Zurich: Department of Civil Engineering.
- Bairán G., J., & Marí B., A. (2011). Método para el dimensionamiento de secciones parcialmente pretensadas con fisuración controlada o fatig. Barcelona: V Congreso ACHE.
- Barbat, A., & Oller, S. (1998). Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente. *Monografías de Ingeniería Sísmica*. Barcelona: CIMNE-Editor A.H. Barbat.
- Blanco A., G. (2011). Estudio sobre la aplicación del pretensado parcial con fisuración controlada a puentes continuos de hormigón. *Tesis de Especialidad*. Barcelona: Dpto. Ingeniería de la Construcción.
- Bou B., L. (2013). Estudio sobre las deformaciones instantáneas y diferidas de elementos a flexión de hormigón parcialmente pretensado. *Trabajo Final de Grado*. Barcelona: Departamento de Ingeniería de la Construcción.
- British Code, (. 8. (1978). Model Code for Concrete Structures. Reino Unido: CEB-FIP.
- Bruggelin, A. (1985). Partially Prestressed Concrete Structures - A Design Challenge. *PCI JOURNAL*. The Netherlands: Delft University of Technology.
- Comisión Permanente del Hormigón. (2008). Instrucción de hormigón estructural - EHE o8. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Comité Europeo de Normalización. (2010). Eurocódigo 0: Bases de Diseño Estructural. Madrid: AENOR.
- Comité Europeo de Normalización. (2010). Eurocódigo 1: Acciones sobre las Estructuras. Madrid: AENOR.
- Comité Europeo de Normalización, C. (2010). Eurocódigo 2: Proyecto de Estructuras de Hormigón. Madrid: AENOR.

- Consultor Enginyeria Reventos, M. R. (2016). Mejora local nuevo puente sobre la Tordera, carretera BV-6001 y GIP 6831, tramo Malgrat de Mar-Blanes. *Proyecto Constructivo*. Cataluña.
- Duarte G., N. (2014). Estudio teórico y experimental sobre el comportamiento no lineal de puentes continuos parcialmente pretensados. Recomendaciones para el proyecto. *Propuesta de Tesis Doctoral*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Hernández M., E., & Gil M., L. (2007). *Hormigón Armado y Pretensado-Concreto Reforzado y Preesforzado*. Granada: Grupo de Investigación TEP-190.
- International Federation for Structural Concrete, T. G. (2007). *Seismic bridge design and retrofit - structural solutions*. Switzerland: International Federation for Structural Concrete (fib).
- Japan Society of Civil Engineers. (2010). Standard Specifications for Concrete Structures-2007 "Desing". *J. JGC15*. Japan.
- Maldonado, E., Canas, J., Casas, J., & Pujades, L. (1998). Respuesta de Puentes frente a Acciones Sísmicas. *Monografías de Ingeniería Sísmica*. Barcelona: CIMNE-Editor A.H. Barbat.
- Mathivat, J. (1976). *El nuevo puente de Saint-Cloud*. París: Dirección de Estudios empresa Campenon-Bernard-Europe.
- Ministerio de Fomento, D. G. (2011). IAP-11 Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera. Madrid: Centro de Publicaciones Secretaría General Técnica.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, M. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima, Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2016). E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma Técnica*. Lima, Perú: Diario Oficial El Peruano.
- Murcia V., J., Aguado de C., A., & Marí B., A. (1993). *Hormigón armado y pretensado - I*. Barcelona: Edicions UPC.
- Murcia, J., & Torroja, J. (1974). *Dimensionamiento y comprobación en sección fisurada de secciones de hormigón pretensado para los estados límite de fisuración*. Obras Públicas.
- Murcia, J., Aguado, A., & Marí, A. (1993). *Hormigón armado y pretensado II*. Barcelona: Edicions UPC.
- Naaman, A. E. (1986). Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations. Michigan: Department of Civil Engineering The University of Michigan.
- Peterson, D., & Tadros, M. (1986). Simplified Flexural Design of Partially Prestressed Concrete Members. *PCI JOURNAL*. Nebraska: Elliott & Associates, University of Nebraska.
- Plúa Gutiérrez, C. E. (2012). Estudio del uso del pretensado parcial para mejorar la sostenibilidad de puentes de hormigón. *Trabajo Final de Máster*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Santamaría A, J. (1984). Dimensionamiento de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado, por condiciones estrictas de seguridad frente a rotura. Hormigón y Acero.